



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES

WELLINGTON LORRAN GAIA FERREIRA

ANÁLISE DO FLUXO D'ÁGUA EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS
COM DIFERENTES PERMEABILIDADES

FORTALEZA, CE

2015

WELLINGTON LORRAN GAIA FERREIRA

ANÁLISE DO FLUXO D'ÁGUA EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS
COM DIFERENTES PERMEABILIDADES

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, da Universidade Federal do Ceará, como requisito para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Transportes. Área de Concentração: Infraestrutura de Transportes.

Orientadora: Verônica Teixeira Franco Castelo Branco, Ph.D.

FORTALEZA, CE

2015

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca de Pós-Graduação em Engenharia - BPGE

-
- F444a Ferreira, Wellington Lorrان Gaia.
 Análise do fluxo d'água em revestimentos asfálticos com diferentes permeabilidades / Wellington Lorrان Gaia Ferreira. – 2015.
 131 f. : il. color., enc. ; 30 cm.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia de Transportes, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza, 2015.
 Área de Concentração: Infraestrutura de Transportes.
 Orientação: Profa. Dra. Verônica Teixeira Franco Castelo Branco.
1. Transportes. 2. Permeabilidade. 3. Granulometria. 4. Misturas de emulsão asfáltica. I. Título.

WELLINGTON LORRAN GAIA FERREIRA

ANÁLISE DO FLUXO D'ÁGUA EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS
COM DIFERENTES PERMEABILIDADES

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, da Universidade Federal do Ceará, como requisito para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Transportes. Área de Concentração: Infraestrutura de Transportes.

Orientadora: Verônica Teixeira Franco Castelo Branco, Ph.D.

Aprovada em: 27/10/2015.

BANCA EXAMINADORA

Verônica TK Branco

Profa. Verônica T. F. Castelo Branco, Ph.D. (Orientadora)

Universidade Federal do Ceará (UFC)

Jorge Barbosa Soares
Prof. Jorge Barbosa Soares, Ph.D.

Universidade Federal do Ceará (UFC)

Francisco Chagas da Silva Filho
Prof. Francisco Chagas da Silva Filho, D.Sc.

Universidade Federal do Ceará (UFC)

Silvia Caro S.

Profa. Silvia Caro Spinel, Ph.D.

Avaliador Externo (Universidad de Los Andes)

AGRADECIMENTOS

À minha família, Vilson, Eliana, Washington, Williany, Andréia, Luiz Arthur e Sofia, pelo apoio e carinho em todos esses anos. À minha namorada, Michelly, pelo companheirismo.

À minha orientadora, Profa. Verônica Castelo Branco, por sempre acreditar em mim e me motivar durante a minha caminhada.

Aos professores, Felipe Loureiro e Suelly Barroso pela participação ativa na minha formação.

Aos professores, Jorge Soares, Francisco Chagas e Silvia Caro pela participação na minha banca examinadora.

Aos amigos do grupo de misturas asfálticas do LMP, Rômulo, Reuber, Natan, Lucas, Manuela, Iuri, Victor, Iran pelo cooperativismo constante durante o trabalho.

Às empresas, Petrobras, Insttale, Kraton polímeros e Pedreira MFT pelo fornecimento dos materiais utilizados na presente pesquisa.

Ao CNPq pela bolsa de mestrado concedida ao autor.

Ao grupo de Geotecnia do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental – DEHA/UFC pelo fornecimento da licença para utilização do programa utilizado no presente estudo.

RESUMO

O efeito deletério da água é um dos principais fatores responsáveis pelo desgaste de revestimentos asfálticos. No interior desta estrutura, a água pode interferir na adesão do filme de ligante com os agregados e na coesão do próprio filme de ligante, agravando mecanismos de dano, tais como deformação permanente e trincamento por fadiga. Dessa forma, estudar o comportamento do revestimento asfáltico na presença da água é de fundamental importância para a durabilidade da estrutura. Para que a água seja transportada no interior do material é necessário que os vazios se comuniquem. Entretanto, a distribuição dos vazios com a profundidade da camada de revestimento não é homogênea, bem como a condição anisotrópica de misturas asfálticas faz com que essa distribuição dos vazios seja também diferente nas direções horizontal e vertical. O coeficiente de permeabilidade (k) tem sido um parâmetro comumente utilizado para caracterizar a capacidade drenante de misturas asfálticas. Entretanto, o k só é constante para um material no estado saturado. No estado não saturado, o k é função da quantidade de água presente nos vazios. Como na maioria das estruturas de engenharia, incluindo os pavimentos asfálticos, predomina o estado não saturado, o presente trabalho tem como objetivo principal avaliar, através de simulação numérica, o fluxo d'água em uma seção hipotética de pavimento asfáltico com revestimento composto por diferentes misturas asfálticas com diferentes permeabilidades. No total, foram analisadas seis misturas asfálticas do tipo Concreto Asfáltico (CA) com Volumes de vazios (V_v) diferentes (4% e 7% de V_v), e a partir de amostras com três alturas (6,5cm, 12cm e 15cm para cada V_v). As amostras com 15cm e 12cm de altura foram cortadas em três partes (topo, meio e base) com o objetivo de verificar o comportamento da permeabilidade com a altura da amostra. Os resultados indicam que a distribuição dos vazios com a altura da amostra se altera, conseqüentemente, também altera os valores do k com a profundidade. Resultados obtidos a partir de amostras com 12cm de altura indicam que a permeabilidade diminui com a profundidade se comparada aos resultados obtidos para amostras com 15cm de altura. Além disso, verificou-se que a distribuição do nível de saturação na camada de revestimento diminui à medida que a camada de revestimento se aproxima da borda da estrutura. Por fim, amostras com 7% de V_v apresentam maior capacidade drenante, e conseqüentemente, são mais susceptíveis ao dano provocado pela umidade quando comparada com amostras com 4% de V_v .

Palavras-chave: Misturas asfálticas, permeabilidade, granulometria, modelagem de fluxo

ABSTRACT

The deleterious effect of water is a major factor responsible for the distresses in flexible pavements. Inside the structure, the water can interfere in the binder/aggregate adhesion and in the cohesion of the binder itself, accelerating damage mechanisms such as fatigue damage and permanent deformation. Thus, studying the behavior of the pavement in the presence of water is crucial to predict the behavior of this structure. For the water transport inside the material it is necessary an interconnection of voids. However, the distribution of voids with the depth of the surface layer is non homogeneous, as well as the anisotropic condition of asphalt mixtures results in different voids distribution in horizontal and vertical directions. The coefficient of permeability (k) has been a parameter commonly used for characterizing the drainage capacity of asphalt mixtures. However, the k is constant only for a saturated state, while for the unsaturated state, k is function of the amount of water present in the voids. For most engineering structures, including asphalt pavements, the unsaturated state is predominant. In this context, this study aims to evaluate, through numerical simulation, the flow of water in a hypothetical section of asphalt pavement with different asphalt mixtures with different permeabilities. In total, they were evaluated six Asphalt Concrete (AC) mixtures with different Air Voids (AV - 4% and 7%), and three different heights (6.5 cm, 12cm and 15cm for each AV). Samples with 15cm and 12cm height were cuted in three parts (top, middle and base) in order to verify the permeability behavior with the depth of the sample. The results indicate that the distribution of voids changes with the height of the sample and consequently also changes the k value with the depth. Results obtained from 12cm height samples indicate that the permeability decreases with depth when compared to results obtained for 15cm height samples. Furthermore, it was found that the distribution of the saturation level in the surface layer decreases as the surface layer approaches the edge of the structure. Finally, the samples with 7% AV have a higher drainage capacity, and hence are more susceptible to moisture damage compared with samples with 4% AV.

Keywords: Asphalt mixtures, permeability, gradation, flow modeling

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Faixas granulométricas representativas de misturas asfálticas: densas (AA e CA); abertas (CPA) e descontínuas (SMA).....	20
Figura 2 - Relação entre o gradiente hidráulico e a velocidade de percolação	23
Figura 3 - Método de ensaio para determinação da permeabilidade de misturas asfálticas proposto por Nascimento (2005)	26
Figura 4 - Permeâmetro de carga variável utilizado por Williams <i>et al.</i> (2010).....	27
Figura 5 - Ensaio de permeabilidade vertical proposto por Chaves (2010)	27
Figura 6 - Equipamento utilizado por Falcão (2007) para realizar o ensaio de permeabilidade em misturas asfálticas	28
Figura 7 - Método de ensaio para a determinação das permeabilidades horizontal e vertical proposto por Oliveira (2003)	32
Figura 8 - Ilustração do procedimento realizado por Kutay <i>et al.</i> (2007) para determinação da porosidade efetiva (n_{ef}) de misturas asfálticas	34
Figura 9 - Frequência da distribuição da relação k_h/k_v obtidas por Kutay <i>et al.</i> (2007)	35
Figura 10 - Simulação do comportamento da velocidade de fluxo nas direções x , y e z com a profundidade da amostra realizadas por Kutay <i>et al.</i> (2007).....	36
Figura 11 - Comparação entre os valores de permeabilidade calculados de acordo com a Equação 5 e por meio de Simulação Numérica (SN) realizados por Kutay <i>et al.</i> (2007)	37
Figura 12 - Classificação dos vazios de acordo com a distribuição dos poros.....	39
Figura 13 - Relação entre a permeabilidade e a percentagem de vazios conectados para misturas asfálticas com granulometria aberta obtidos por Masad <i>et al.</i> (2007).....	40
Figura 14 - Distribuição do V_v e do raio médio dos vazios com a profundidade da amostra..	41
Figura 15 - Distribuição do V_v radialmente obtidos por Nascimento <i>et al.</i> (2006)	42
Figura 16 - Duas possibilidades de mecanismo de dano por umidade sobre os mesmos atributos: (1) poro pressão gera microfissuras e (2) difusão gera descolamento.....	43
Figura 17 - Distribuição do V_v e do raio médio dos vazios com a profundidade	45
Figura 18 - Relação entre a raio médio de trincamento da amostra condicionada (I_{cond}) e na condição seca (I_{seco}) para 1.000 ciclos de carregamento em função do valor médio do raio dos vazios obtidos por Arambula <i>et al.</i> (2007)	46
Figura 19 - Relação entre o tamanho médio do diâmetro dos vazios e o dano por umidade induzida obtido por Masad <i>et al.</i> (2006).....	47
Figura 20 - Relação entre o k e o dano por umidade obtido por Masad <i>et al.</i> (2006)	48

Figura 21 - Classificação dos vazios com relação a susceptibilidade ao dano por umidade induzida proposta por Terrel e Al-Swailmi (1994)	49
Figura 22 - Ensaios de permeabilidade realizados em campo e em laboratório, propostos por Tarefder e Ahmad (2014)	49
Figura 23 - Resultados de permeabilidade obtidos em campo e em laboratório para as duas categorias de amostras ensaiadas (bom e mau desempenho)	50
Figura 24 - Resultados do ensaio de permeabilidade realizado em laboratório para amostras cortadas em três partes (topo, meio e base)	51
Figura 25 - Resultados da correlação entre permeabilidade e dano por umidade induzida	52
Figura 26 - Ilustração das regiões onde as zonas saturadas e não saturadas em um pavimento asfáltico podem ser observadas	53
Figura 27 - Ilustração do método do papel filtro para medir sucção	56
Figura 28 - Esquema do funcionamento de um psicrômetro para avaliação da sucção em solo	57
Figura 29 - Exemplo de um tensiômetro utilizado para medir a sucção	58
Figura 30 - Curva característica de um solo e a função permeabilidade correspondente	59
Figura 31 - Determinação do índice de distribuição de tamanho dos poros (λ)	60
Figura 32 - Método utilizado por Kassem (2005) para obter a sucção de misturas asfálticas	63
Figura 33 - Curva característica das misturas asfálticas avaliadas por Kassem (2005)	65
Figura 34 - Conceito de carga total (h) para um solo com regiões saturada e não saturada	67
Figura 35 - Elemento de volume de controle para fluxo em meio poroso	68
Figura 36 - Seção transversal de pavimento flexível avaliada por Masad <i>et al.</i> (2002)	70
Figura 37 - Vetores de fluxo próximo da linha de centro do pavimento	71
Figura 38 - Variação da carga total (h) a partir da linha do centro	72
Figura 39 - Fluxograma das atividades que foram realizadas no presente trabalho	74
Figura 40 - Granulometrias dos agregados utilizados no presente estudo	75
Figura 41 - Características do CAP utilizado	75
Figura 42 - Esquema da distribuição dos vazios em amostras com alturas diferentes compactadas no CGS, de acordo com Thyagarajan <i>et al.</i> (2008)	77
Figura 43 - Curva granulométrica de projeto obtida para a mistura asfáltica do tipo CA (TMN 19,0mm)	78
Figura 44 - Processo de vedação da lateral do CP para a realização do ensaio de permeabilidade nas misturas asfálticas avaliadas	80

Figura 45 - Procedimento para determinação do grau de saturação (S) das amostras antes da realização do ensaio de permeabilidade	81
Figura 46 - Equipamento utilizado para realizar o ensaio de permeabilidade.....	82
Figura 47 - Etapas da execução do ensaio de permeabilidade vertical	82
Figura 48 - Procedimento utilizado para serrar amostras	83
Figura 49 - Ilustração do modelo de elementos finitos gerado pelo Slide 6.0 (sem escala)	84
Figura 50 - Ilustração da solução gerada pelo <i>Slide Interpret</i> do problema apresentado na Figura 49 para um pavimento asfáltico.....	85
Figura 51 - Ilustração da situação hipotética analisada neste estudo (sem escala).....	86
Figura 52 - Seções tipo da camada de revestimento que serão avaliadas no presente estudo..	86
Figura 53 - Tela do programa Slide 6.0 onde são inseridas as propriedades hidráulicas do material avaliado.....	88
Figura 54 - Curvas granulométricas de projeto das misturas asfálticas avaliadas por Pease (2010) e da mistura asfáltica (CA) avaliada na presente pesquisa	90
Figura 55 - Curvas características e funções permeabilidade obtidas por Ariza (2002) e por Camacho (2002) para solos utilizados em camada de base de pavimentos asfálticos	92
Figura 56 - Curvas características e funções permeabilidade obtidas por Peixoto (2011) e por Ariza (2002) para solos de subleito de pavimentos asfálticos.....	93
Figura 57 - Exemplo do processo de simulação que será executado para o cenário 1 (base e subleito com capacidade drenantes baixas)	95
Figura 58 - Resultados do ensaio de permeabilidade a partir de amostras saturadas para todas as amostras avaliadas no presente estudo para os dois Vvs avaliados (4% e 7% de Vv).....	97
Figura 59 - Resultados de permeabilidade para amostras saturadas para a mistura asfáltica do tipo CA com 4% de Vv	99
Figura 60 - Resultados de permeabilidade para amostras saturadas para a mistura asfáltica do tipo CA com 7% de Vv	102
Figura 61 - Ilustração dos pontos onde serão avaliados a carga total considerando seção tipo 1 (revestimento sem divisão entre o topo, o meio e a base)	103
Figura 62 - Variação da h a partir da LC do pavimento para a mistura asfáltica do tipo CA com 4% e com 7% de Vv, considerando a condição isotrópica.....	104
Figura 63 - Ilustração dos pontos onde foram avaliados a distribuição do k com a profundidade	107
Figura 64 - Distribuição do k com a profundidade do revestimento obtida a partir da simulação numérica dos revestimentos com 4,5cm e 12cm de espessura para a misturas asfáltica com 4%	

de Vv, condição isotrópica e seção tipo 1 (revestimento sem divisão entre o topo, o meio e a base).....	107
Figura 65 - Distribuição do k com a profundidade do revestimento obtida a partir da simulação numérica do revestimento com 4,5cm de espessura para a mistura asfáltica com 7% de Vv, condição isotrópica e seção tipo 1 (revestimento sem divisão entre o topo, o meio e a base).....	109
Figura 66 - Distribuição do k com a profundidade do revestimento com 4,5cm de espessura obtida a partir da simulação numérica para as misturas asfálticas com 4% de Vv, condição isotrópica e valores de k_s obtidos para amostras com 12cm e com 15cm de altura cortadas em três partes.....	110
Figura 67 - Vetores de fluxo próximos da LC do pavimento para a mistura asfáltica com 7% de Vv, condições isotrópica e anisotrópica e revestimento com 4,5cm de espessura.....	113
Figura 68 - Ilustração dos pontos onde serão avaliados a carga total considerando seção tipo 2 (revestimento dividido entre o topo, o meio e a base).....	114
Figura 69 - Variação da h a partir da LC do pavimento para a mistura asfáltica do tipo CA com 7% de Vv, considerando as condições isotrópica e anisotrópica	114
Figura 70 - Vetores de fluxo próximo da LC do pavimento para a mistura asfáltica com 7% de Vv, condições isotrópica e anisotrópica e revestimento com 4,5cm de espessura.....	115
Figura 71 - Valores da h para os dois cenários avaliados (cenário 1: base e subleito com baixa capacidade drenante; cenário 2: base e subleito com elevada capacidade drenante)	116
Figura 72 - Comparação do comportamento da carga total quando os dois cenários são avaliados (cenário 1: base e subleito com baixa capacidade drenante; cenário 2: base e subleito com elevada capacidade drenante) para um revestimento com 4,5cm de espessura.....	117
Figura 73 - Verificação do comportamento da carga total com e sem o uso da camada de imprimação	118
Figura 74 - Comparação dos valores da carga total no fundo do revestimento, para a situação inicial (com camada de imprimação) e para a segunda situação (sem camada de imprimação)	119
Figura 75 - Comparação entre o comportamento da distribuição dos valores de h na camada de revestimento quando o nível do lençol freático é rebaixado de 0,76m para 1,5m	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação de misturas asfálticas com relação a permeabilidade das mesmas ...	25
Tabela 2 - Valores médios de \hat{C} obtidos através de diferentes métodos e por diferentes autores a partir da realização de ensaios de permeabilidade em misturas asfálticas	30
Tabela 3 - Comparação entre os valores de coeficiente de permeabilidades vertical (k_v) e coeficientes de permeabilidade horizontal (k_h) para misturas asfálticas do tipo CPA	33
Tabela 4 - Valores de k para misturas asfálticas com diferentes granulometrias obtidos por Brown <i>et al.</i> (2004).....	38
Tabela 5 - Tamanho médio dos vazios nas regiões central, intermediária e externa	64
Tabela 6 - Parâmetros de dosagem das seis misturas asfálticas avaliadas (3 amostras para cada mistura asfáltica).....	79
Tabela 7 - Valores das espessuras das camadas de revestimento simuladas no presente estudo	87
Tabela 8 - Valores de θ_s (média de 3 CPs) obtidos antes da realização do ensaio de permeabilidade.....	89
Tabela 9 - Parâmetros de dosagem e parâmetros do modelo de Van Genuchten (1980) das misturas asfálticas (F1, F2, F3 e C) avaliadas por Pease (2010) e da mistura asfáltica (CA) avaliada na presente pesquisa.....	91

SUMÁRIO

1.0 INTRODUÇÃO	15
1.1 Problema de Pesquisa	16
1.2 Objetivos.....	17
1.2.1 <i>Objetivo Geral</i>	17
1.2.2 <i>Objetivos Específicos</i>	17
1.3 Organização da Dissertação.....	18
2.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1 Misturas Asfálticas	20
2.2 Lei de Darcy	21
2.2.1 <i>Determinação do Coeficiente de Permeabilidade (k)</i>	24
2.3 Métodos para Avaliação da Permeabilidade em Misturas Asfálticas	25
2.3.1 <i>Métodos Experimentais</i>	25
2.3.2 <i>Métodos Analítico-Experimentais</i>	29
2.4 Permeabilidade Horizontal de Misturas Asfálticas	32
2.5 Fatores que Interferem na Permeabilidade de Misturas Asfálticas	38
2.6 Previsão de Desempenho na Presença da Umidade	43
2.6.1 <i>Distribuição dos Vazios e a Relação com o Dano por Umidade Induzida</i>	44
2.6.2 <i>Permeabilidade e a Relação desta com o Dano por Umidade</i>	49
2.7 Estado Não Saturado do Pavimento	53
2.7.1 <i>Sucção</i>	54
2.7.2 <i>Curva Característica e Função Permeabilidade</i>	58
2.7.3 <i>Medida de Sucção em Misturas Asfálticas</i>	62
2.8 Fluxo d'água.....	66
2.9 Equações de Fluxo.....	67
2.9.1 <i>Fluxo Transiente</i>	69
2.10 Permeabilidade como <i>Input</i> para a Análise de Fluxo em Misturas Asfálticas	70

3. MATERIAIS E MÉTODOS	73
3.1 Programa Experimental	75
3.1.1 Materiais Utilizados - Agregados e Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)	75
3.1.2 Dosagem das Misturas Asfálticas	76
3.1.3 Ensaio para Determinação da Permeabilidade de Amostras Saturadas (k_s)	79
3.1.4 Obtenção das Amostras para Realização do Ensaio de Permeabilidade Vertical	83
3.2 Análise de Fluxo	83
3.2.1 Apresentação do Programa Utilizado (Slide 6.0)	83
3.2.2 Geometria - Seção Hipotética Avaliada	85
3.2.3 Condições de Contorno	87
3.2.4 Propriedades do Material - Camada de Revestimento Asfáltico	88
3.2.5 Propriedades do Material – Camada de Base, Imprimação e Subleito	92
3.2.6 Cenário 1: Camada de Base e Subleito com Menor Capacidade Drenante	94
3.2.7 Cenário 2: Camada de Base e Subleito com Capacidades Drenantes Elevadas	95
3.2.8 Avaliação do Nível do Lençol Freático e da Ausência da Camada de Imprimação	96
4.0 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	97
4.1 Avaliação da Permeabilidade Saturada (k_s) de Misturas Asfálticas	97
4.2 Distribuição do Vv e da k_s com a Altura das Amostras	98
4.2.1 Amostras com 4% de Vv	98
4.2.2 Amostras com 7% de Vv	101
4.3 Simulação de Fluxo: Cenário 1 (Base e Subleito com Capacidades Drenantes Baixas) ..	103
4.3.1 Avaliação da Influência da Espessura da Camada de Revestimento no Fluxo D'água nesta Camada do Pavimento	103
4.3.2 Avaliação do Comportamento da Permeabilidade com a Profundidade da Camada de Revestimento	106
4.3.3 Avaliação da Influência da Condição Anisotrópica no Fluxo D'água da Camada de Revestimento Asfáltico	112

4.4 Simulação de Fluxo: Cenário 2 (Base e Subleito com Capacidades Drenantes Elevadas)	116
4.5 Influência da Camada de Imprimação no Fluxo D'água na Camada de Revestimento ...	118
4.6 Influência do Nível do Lençol Freático no Fluxo D'água na Camada de Revestimento .	119
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	121
REFERÊNCIAS	127

1.0 INTRODUÇÃO

O Brasil possui grande parte de seu território sujeito a chuvas intensas, que têm como principais características a curta duração e o grande volume de água precipitado. Um dos principais fatores que controla o desempenho do pavimento é a capacidade do revestimento de impedir que a água permaneça no interior do sistema (Al Omari, 2004). O efeito deletério da água, com relação a camada de revestimento, está relacionado a perda de adesão entre o ligante asfáltico e os agregados (falha adesiva) e a perda de coesão dentro do próprio filme de ligante asfáltico (falha coesiva). Esse mecanismo (dano por umidade induzida) pode agravar outras formas de danos estruturais, tais como a deformação permanente e o trincamento por fadiga. Entretanto, as falhas adesiva e coesiva são as últimas etapas de um processo que começa com os diferentes modos de transporte de umidade no interior da mistura asfáltica (Caro, 2009). Portanto, é fundamental caracterizar o processo de transporte de umidade, e assim poder correlacioná-lo ao mecanismo de dano por umidade.

Nesse contexto, a permeabilidade é uma propriedade do material que representa a capacidade do mesmo em transportar fluidos pelos vazios interconectados. Em misturas asfálticas, o fluido em estudo é a água, entretanto, existem estudos que usaram o ar sobre pressão para avaliar a permeabilidade de misturas asfálticas (Ellis e Schimidt, 1960). No Brasil, não há uma metodologia normatizada para a determinação do coeficiente de permeabilidade (k) de misturas asfálticas. Na literatura nacional existem vários estudos que propõem métodos para avaliar a permeabilidade nesse tipo de material em laboratório (Nascimento, 2005; Falcão, 2007; Chaves, 2010; Ferreira, 2013). A maioria desses estudos utiliza como base teórica a lei de Darcy. Como o k é função do estado de saturação do material, para materiais na condição saturada, esse parâmetro é constante. No estado não saturado, isto é, quando os vazios estão parcialmente preenchidos com água, o k é função da quantidade de água presente nos vazios. Além disso, na condição não saturada, para o material poroso ser caracterizado é necessário obter a curva característica e a função permeabilidade do mesmo. A curva característica representa a relação constitutiva existente entre o nível de saturação e a pressão negativa d'água nos poros (sucção). Já a função permeabilidade, representa a relação entre o k e a sucção ou entre o k e o nível de saturação (Fredlund e Rahardjo, 1993). Segundo Ariza (2002) e Pease (2010), normalmente, os pavimentos asfálticos se encontram no estado não saturado. Entretanto, quando ocorre um evento, como por exemplo uma chuva, a depender da intensidade da mesma, o pavimento asfáltico pode chegar ao comportamento saturado.

Nesse contexto, a quantidade de água no interior da mistura asfáltica vai depender do tamanho e da conectividade dos vazios. Dessa forma, a permeabilidade de misturas asfálticas é diretamente influenciada pela proporção dos constituintes da mesma: agregados e ligante asfáltico, além dos vazios. Al Omari (2004) afirma que as proporções dos constituintes da mistura asfáltica afetam a permeabilidade porque alteram a distribuição de vazios em termos de tamanho, de conectividade e de distribuição dos mesmos. Para que ocorra fluxo em meio poroso é necessário que os vazios se comuniquem. Além de que, se a distribuição dos vazios nessa estrutura, que é anisotrópica, é não uniforme, espera-se que a permeabilidade também apresente comportamento diverso em diferentes pontos do revestimento (Masad *et al.*, 2007; Kutay *et al.*, 2007). Portanto, a permeabilidade média do material não é suficiente para entender como o fluxo ocorre no meio. Nesse contexto, é fundamental entender como a permeabilidade está distribuída ao longo da camada de revestimento, a fim de caracterizar as regiões com maior possibilidade de dano provocado pela água.

1.1 Problema de Pesquisa

A água no interior do revestimento asfáltico pode agravar mecanismos de dano, como por exemplo o trincamento por fadiga e a deformação permanente. Entretanto, para avaliar o padrão de fluxo no interior do revestimento asfáltico é necessário primeiro compreender o comportamento do material em estudo, bem como os fatores que afetam a permeabilidade do mesmo. Misturas asfálticas são compósitos heterogêneos e anisotrópicos que apresentam distribuição, tamanho e conectividade dos vazios não uniforme (Kutay *et al.*, 2007; Zhang *et al.*, 2012). Tanto as características e a proporção dos materiais constituintes, como o Tamanho Máximo Nominal (TMN) dos agregados e o teor de ligante asfáltico, influenciam na permeabilidade das misturas asfálticas, bem como o fato do fluido percolante, a água, chegar ao revestimento através de diversas fontes: precipitação, ascensão capilar, em forma de vapor de água, etc. Como a água chega ao revestimento de diversas formas, o estado de saturação da mistura asfáltica altera com o tempo.

Somado aos problemas já citados, no Brasil, não há um método normatizado para a determinação do k em misturas asfálticas. Enquanto na literatura nacional a maioria dos estudos é empírica, verificando o tempo de percolação de uma coluna de água (geralmente 10-40cm de água, podendo aumentar ou diminuir a depender do V_v da mistura asfáltica avaliada), alguns estudos internacionais utilizam desde equações numéricas e analíticas até técnicas de tomografia computadorizada para avaliar a permeabilidade desses materiais. Além disso, a

maior parte dos estudos, principalmente os nacionais, avalia somente a permeabilidade vertical de misturas asfálticas. Entretanto, como já comentando anteriormente, misturas asfálticas são materiais anisotrópicos que apresentam distribuição interna de vazios não uniforme. Essa distribuição heterogênea dos vazios influencia diretamente na magnitude da permeabilidade nas diversas direções.

Além disso, existe as dificuldades relacionadas ao processo de simulação numérica do fluxo d'água nos revestimentos asfálticos, como por exemplo, a definição das condições de contorno e das propriedades hidráulicas dos materiais avaliados. Nesse contexto, é fundamental a obtenção em laboratório ou em campo de valores de k realistas e que representem adequadamente o comportamento do material. Ademais, definir as condições de contorno de uma estrutura em que o fluido (água) percolante pode chegar ao revestimento de diversas fontes é complexa. Por fim, as características de projeto da camada de revestimento asfáltico, como a espessura, o Volume de vazios (V_v), o nível de compactação e a declividade da mesma também podem influenciar no padrão de fluxo no interior da camada.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo principal do presente trabalho é verificar a influência da permeabilidade do revestimento asfáltico no fluxo d'água no interior desta camada do pavimento.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral, alguns objetivos específicos foram traçados. Os objetivos específicos podem ser divididos em duas partes com relação a forma de obtenção dos mesmos: experimental (laboratório) e a partir de simulação numérica de fluxo d'água.

Objetivos específicos a serem obtidos por meio de análises experimentais são:

- a) Avaliar a permeabilidade de diferentes misturas asfálticas a partir de métodos encontrados na literatura e/ou adaptados neste trabalho;
- b) Verificar o comportamento da distribuição do V_v com a altura (topo, meio e base) das amostras de misturas asfálticas;

- c) Verificar experimentalmente o comportamento da permeabilidade de diferentes misturas asfálticas com a altura das amostras (topo, meio e base).

Objetivos específicos a serem obtidos por meio de simulação numérica de fluxo d'água na camada de revestimento asfáltico são:

- d) Avaliar a influência da espessura da camada de revestimento do pavimento no padrão de fluxo do sistema;
- e) Verificar a distribuição da permeabilidade com a profundidade do revestimento;
- f) Verificar a influência da condição anisotrópica do revestimento asfáltico no fluxo d'água nesta camada;
- g) Verificar a relação entre o fluxo d'água no revestimento e o grau de saturação do material;
- h) Verificar a influência da utilização de diferentes materiais nas camadas granulares no padrão de fluxo da camada de revestimento;
- i) Verificar a influência da existência da camada de imprimação no fluxo d'água da camada de revestimento asfáltico;
- j) Verificar a influência do nível do lençol freático no fluxo d'água na camada de revestimento.

1.3 Organização da Dissertação

O presente trabalho encontra-se organizado conforme descrito a seguir:

Capítulo 1: apresenta as considerações iniciais relacionadas ao trabalho desenvolvido, contextualizando o problema de pesquisa e apresentando os objetivos geral e específicos que deverão ser atingidos ao final da dissertação;

Capítulo 2: apresenta uma revisão bibliográfica realizada através da busca na literatura por trabalhos que tratam do tema da pesquisa, apresentando informações referentes aos principais conceitos a serem abordados, como: permeabilidade de misturas asfálticas, fatores que interferem na permeabilidade das mesmas, fluxo d'água em meios saturados e não saturados em materiais asfálticos, distribuição interna de vazios, entre outros;

Capítulo 3: apresenta a caracterização básica das misturas asfálticas avaliadas na presente pesquisa, bem como a metodologia adotada para determinar a permeabilidade a partir de amostras saturadas. Além disso, o programa computacional utilizado será apresentado neste

capítulo, assim como a metodologia utilizada para se obter a curva característica e a função permeabilidade das misturas asfálticas avaliadas;

Capítulo 4: apresenta os valores de permeabilidade a partir de amostras saturadas obtidos experimentalmente para todas as misturas asfálticas analisadas. Em seguida, os resultados da simulação numérica realizada para uma seção hipotética de pavimento flexível no estado não saturado serão apresentados;

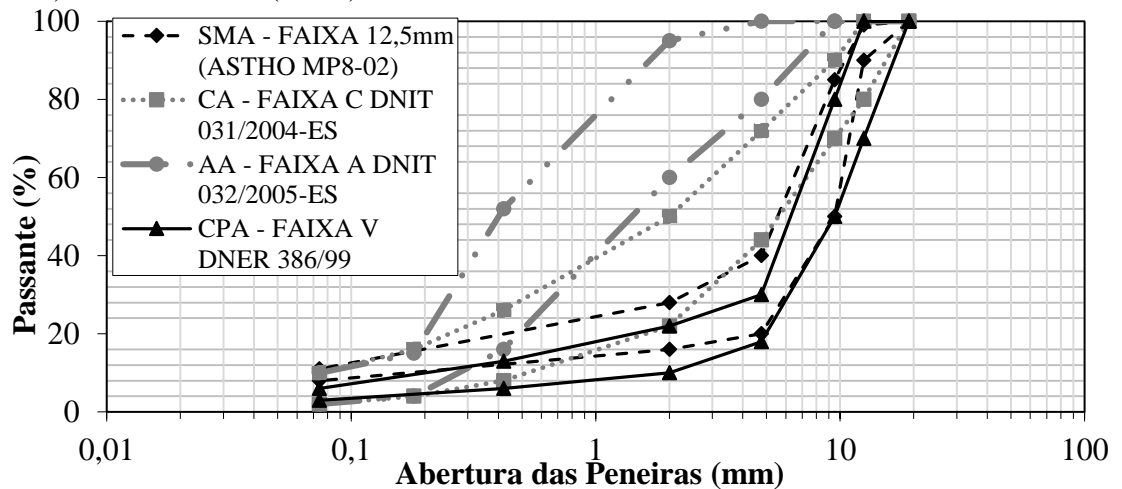
Capítulo 5: apresenta as principais conclusões que puderam ser delimitadas a partir dos resultados desta pesquisa. Além disso, serão apresentadas as sugestões para trabalhos futuros.

2.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Misturas Asfálticas

Os pavimentos asfálticos são constituídos, basicamente, da associação entre o CAP (Cimento Asfáltico de Petróleo - CAP), os agregados minerais e em alguns casos, aditivos. Estas misturas podem ser identificadas quanto a forma de preparo das mesmas: a quente com o uso de CAP, ou a frio com o uso de Emulsão Asfáltica de Petróleo (EAP). As misturas asfálticas usinadas a quente podem ser separadas quanto à distribuição granulométrica em: densas, abertas, contínuas e descontínuas (Bernucci *et al.*, 2010). A Figura 1 apresenta, a título de exemplo, faixas granulométricas utilizadas em misturas asfálticas densas (Areia Asfáltica – AA e Concreto Asfáltico – CA), em misturas asfálticas abertas (Camada Porosa de Atrito – CPA) e em misturas asfálticas descontínuas (*Stone Matrix Asphalt* – SMA).

Figura 1 - Faixas granulométricas representativas de misturas asfálticas: densas (AA e CA); abertas (CPA) e descontínuas (SMA)



Fonte: Próprio autor.

As misturas asfálticas com graduação aberta apresentam curva granulométrica uniforme (Figura 1) com agregados quase exclusivamente de um mesmo tamanho. A principal função de misturas asfálticas com granulometria aberta é favorecer a drenagem, pois a ausência de material fino (partículas menores do que 0,075mm) proporciona uma mistura com elevado Vv (acima de 18%, de acordo com a norma DNER-ES 386/99), possibilitando a percolação da água no interior da mesma. Já as misturas asfálticas com graduação descontínua apresentam curva granulométrica com a proporção de material graúdo dominante (Figura 1) em relação ao

material de graduação intermediária e fina, de forma a ter uma curva granulométrica descontínua entre as peneiras de nº4 (4,76mm) e de nº200 (0,075mm), inclusive não apresentando agregados nesta faixa de graduação. O SMA é um exemplo de mistura asfáltica de graduação descontínua.

No Brasil, é comum a utilização de misturas asfálticas a quente densas e contínuas. Essas misturas asfálticas apresentam curva granulométrica contínua e bem graduada (Figura 1) de forma que esta proporcione um esqueleto mineral com baixos valores de V_v (geralmente em torno de 4% para CA e de 7% para AA). A mistura asfáltica do tipo CA, é bastante utilizada em rodovias com alto volume de tráfego por esta geralmente apresentar resistência elevada. Essa mistura asfáltica, diferentemente da AA, apresenta em sua composição agregados minerais de vários tamanhos (Figura 1), o que proporciona maior resistência a mesma, pois os agregados miúdos preenchem os espaços entre os agregados graúdos.

2.2 Lei de Darcy

No estudo sobre escoamento em meios porosos, a referência mais antiga é a do engenheiro francês Henri Darcy que data de 1856 (Fredlund e Rahardjo, 1993; Freeze e Cherry, 1979). A lei de Darcy afirma que a taxa de fluxo d'água que percola por um meio poroso é proporcional ao gradiente de carga hidráulica. A Equação 1 apresenta a lei de Darcy.

$$v = -k \times \frac{\partial h}{\partial y} \quad (1)$$

Onde:

v = velocidade de fluxo (m/s);

k = coeficiente de permeabilidade (m/s);

h = carga hidráulica ou carga total (m);

$\frac{\partial h}{\partial y}$ = gradiente de carga hidráulica.

O sinal negativo na Equação 1 indica que a água flui na direção em que a carga total (h) está decrescendo. A proporcionalidade existente entre a taxa de fluxo do fluido e o gradiente de carga hidráulica é conhecida como coeficiente de permeabilidade (k). A permeabilidade de um material poroso é definida como a capacidade deste de transportar um fluido através dos

seus vazios quando o mesmo está sujeito a pressão (Al Omari, 2004). Para aplicação da lei de Darcy, algumas premissas básicas devem ser observadas:

- a) Regime laminar de escoamento (baixa velocidade);
- b) Material na condição saturada;
- c) Fluxo perpendicular à seção transversal do Corpo de Prova (CP);
- d) Escoamento influenciado pela viscosidade (μ) do permeante.

O fluido em estudo, geralmente, é a água. No entanto, existem estudos, como o de Ellis e Schmidt (1960), que usaram o ar sobre pressão para avaliar a permeabilidade de misturas asfálticas. A permeabilidade de qualquer material poroso está diretamente relacionada com as características dos materiais que o constituem, bem como com as características do fluido percolante. Além das propriedades do material, a permeabilidade depende também das propriedades do permeante, principalmente da viscosidade do mesmo.

O k é constante para um material no estado saturado. Segundo Hunter e Gordon (2005), o ensaio para determinar o k em misturas asfálticas só deve iniciar quando as condições de fluxo constante forem estabelecidas. Na condição não saturada, as bolhas de ar constituem obstáculos ao fluxo de água (Pinto, 2002). Entretanto, a lei de Darcy também pode ser aplicada para um meio poroso no estado não saturado, isto é, em um meio onde os vazios estão parcialmente preenchidos com água. No estado não saturado, o k é função da quantidade de água presente nos vazios, portanto, não pode ser assumido como constante. O comportamento não saturado em solos é muito estudado, pois na maior parte das estruturas de engenharia geotécnica, o solo encontra-se nesse estado. Em pavimentos asfálticos o comportamento não saturado também pode ser observado. Este tema ainda será melhor abordado na presente revisão bibliográfica.

O regime laminar de escoamento também é uma das premissas do estudo de Darcy. De acordo com Porto (2006), o regime de escoamento de um fluido em meio poroso é influenciado pela força de inércia da massa fluida e pela força viscosa, esta por sua vez é influenciada pela viscosidade do fluido. O número de Reynolds (R_{ey}) representa a relação entre a força de inércia e a força viscosa. Este número adimensional é expresso pela Equação 2.

$$R_{ey} = \frac{v \times \rho \times L}{\mu} \quad (2)$$

Onde:

v = velocidade de fluxo (m/s);

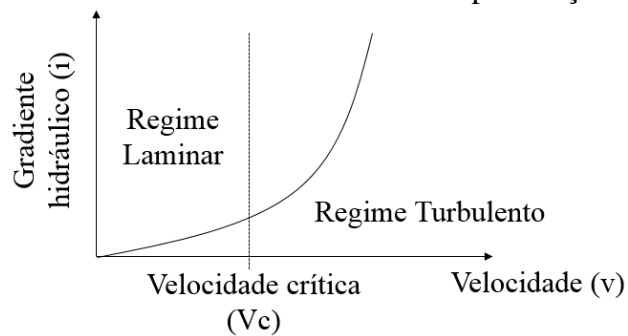
ρ = densidade do fluido;

L = longitude na direção do fluxo (m);

μ = viscosidade do fluido (kg/m.s).

Para o mesmo fluido e o mesmo material poroso, as mudanças de velocidade são funções do gradiente de pressão aplicado na direção do fluxo, como ilustrado na Figura 2. A parte linear da curva representa a região onde o Re_v é pequeno, sendo a força viscosa predominante sobre a força de inércia (Al Omari, 2004). A velocidade que limita os dois tipos de escoamento (laminar e turbulento) denomina-se velocidade crítica (v_c).

Figura 2 - Relação entre o gradiente hidráulico e a velocidade de percolação



Fonte: adaptado de Al Omari (2004).

O gradiente hidráulico (i) representa a relação entre h (carga dissipada na percolação) por L (longitude na direção do fluxo). Al Omari (2004) menciona que a linearidade entre o i e a velocidade de fluxo deve ser verificada experimentalmente em laboratório para cada mistura asfáltica avaliada, pois cada mistura asfáltica apresenta estrutura interna diferente. No entanto, verificando os resultados relatados nos diversos trabalhos presentes na literatura, observa-se que a velocidade crítica v_c para misturas asfálticas seria da ordem de 10^{-5} m/s, no máximo, a depender do tipo, das características das misturas asfálticas e do valor do i analisado. Sabendo que, de acordo com a lei de Darcy, a velocidade de percolação (v) é calculada pela multiplicação do k pelo i , quanto menor o valor do i , menor será a velocidade do fluido no meio, tornando o fluxo laminar.

Dessa forma, em misturas asfálticas de baixa permeabilidade (menor que 10^{-5} m/s), o escoamento laminar pode ser garantido, a depender do gradiente utilizado, entretanto, em misturas asfálticas drenantes, projetadas com alto V_v , podendo chegar até 30%, o regime

laminar pode não ser garantido, pois a v é elevada (da ordem de 10^{-3} m/s ou superior). Portanto, a aplicação da lei de Darcy em misturas asfálticas drenantes pode ser teoricamente inconsistente. Oliveira (2003), Silva (2005) e Souza (2008) avaliaram experimentalmente o escoamento de misturas asfálticas do tipo CPA, e concluíram que o regime de escoamento é indefinido ou não caracterizado devido a velocidade de escoamento (esses autores obtiveram valores de permeabilidade da ordem de 10^{-3} m/s). Pinto (2002) estudou vários tipos de solos, e indica que, para pedregulhos e para algumas areias grossas, velocidades de escoamento superiores ou iguais a 10^{-3} m/s tornam o fluxo turbulento. Masad *et al.* (2007) afirmam que para misturas asfálticas com granulometria aberta, o fluxo laminar depende do gradiente hidráulico aplicado.

2.2.1 Determinação do Coeficiente de Permeabilidade (k)

Considerando a aplicação da lei de Darcy, a determinação do k em laboratório segue dois tipos de procedimentos com relação ao carregamento utilizado: constante e variável (Pinto, 2002). No ensaio de carga constante, o gradiente hidráulico é mantido constante sobre a superfície do material, e o k é calculado de acordo com Equação 3.

$$k = \frac{Q \times L}{A \times h \times t} \quad (3)$$

Onde:

k = coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica (m/s);

Q = vazão medida (m^3);

L = altura do CP na direção do fluxo (m);

A = área da seção transversal do CP (m^2);

h = carga hidráulica (m);

t = tempo decorrido do ensaio (s).

Já no ensaio com carga variável, a carga hidráulica é medida num instante inicial (t_0) e, em seguida, em um instante qualquer (t). O k é calculado de acordo com a Equação 4.

$$k = 2,3 \times \frac{a \times L}{A \times \Delta t} \times \log \frac{h_0}{h_1} \quad (4)$$

Onde:

a = área da seção transversal do tubo (m^2);

L = altura do CP na direção do fluxo (m);

A = área da seção transversal do CP (m^2);

Δt = variação do tempo entre as cargas hidráulicas final e inicial (s);

h_0 = carga hidráulica inicial (m);

h_1 = carga hidráulica final (m).

Com relação a ordem de grandeza dos valores de k para misturas asfálticas, O'flaherty (2002) classificou a permeabilidade de misturas asfálticas de acordo com os valores de k , como mostrado na Tabela 1. O citado autor ainda afirma que para misturas asfálticas porosas utilizadas no Reino Unido, os valores de k estão entre $0,5 \times 10^{-3} m/s$ e $3,5 \times 10^{-3} m/s$.

Tabela 1 - Classificação de misturas asfálticas com relação a permeabilidade das mesmas

k (m/s)	Permeabilidade da Mistura Asfáltica
1×10^{-10}	Impermeável
1×10^{-8}	Praticamente impermeável
1×10^{-6}	Drenagem baixa
1×10^{-4}	Drenagem razoável
1×10^{-3}	Drenagem alta

Fonte: adaptado de O'flaherty (2002).

Ainda com relação aos valores de k para misturas asfálticas, o *National Cooperative Highway Research Program* - NCHRP (Brown *et al.*, 2004) recomenda como a máxima permeabilidade para misturas asfálticas o valor de $1,25 \times 10^{-5} m/s$. A elevada permeabilidade (acima de $1,25 \times 10^{-5} m/s$) de misturas asfálticas pode induzir a danos provocados pela água tanto na camada de revestimento quanto nas camadas subjacentes do pavimento. Vale ressaltar que, para misturas asfálticas com função drenante, como no caso da CPA, esse limite proposto através do estudo conduzido por Brown *et al.* (2004) não é aplicado, isto é, este limite de permeabilidade se aplica apenas para misturas asfálticas convencionais, tais como CA e AA.

2.3 Métodos para Avaliação da Permeabilidade em Misturas Asfálticas

2.3.1 Métodos Experimentais

Nascimento (2005) utilizou a metodologia comumente adotada para a determinação da permeabilidade em solos como base para a determinação da permeabilidade de misturas asfálticas. Para a realização do ensaio, foi utilizado como permeâmetro o mesmo cilindro onde a mistura asfáltica foi compactada (Figura 3). Foram estudadas duas misturas asfálticas do tipo CA, uma com Vv de 4% e outra com Vv de 12%.

Figura 3 - Método de ensaio para determinação da permeabilidade de misturas asfálticas proposto por Nascimento (2005)



(a) Vista do permeâmetro aberto com o CP posicionado internamente



(b) Permeâmetro fechado junto ao sistema de entrada de água (cilindros graduados)

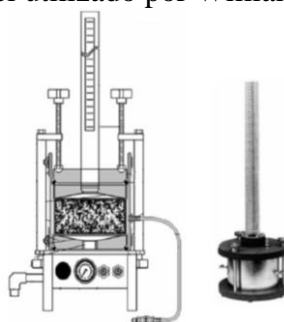
Fonte: Nascimento (2005).

No estudo conduzido por Nascimento (2005), a mistura asfáltica com Vv de 4% tinha relação t/TMN (espessura do CP/TMN dos agregados) igual a 3,0, enquanto que a mistura asfáltica com Vv de 12% tinha relação t/TMN igual a 4,7. O valor do k obtido nesse estudo foi de $1,7 \times 10^{-7} \text{m/s}$ para a mistura asfáltica com Vv de 4,0% e de $3,4 \times 10^{-7} \text{m/s}$ para a mistura asfáltica com Vv de 12%. Verifica-se que, mesmo com a diferença (8%) entre os Vvs das misturas asfálticas avaliadas, os resultados de permeabilidade encontrados possuem a mesma ordem de grandeza (10^{-7}m/s). Um estudo realizado por Brown *et al.* (2004) avaliou a permeabilidade (em campo e em laboratório) de sete diferentes misturas asfálticas compactadas em campo e constatou que o k decresce com o aumento da relação t/TMN . O mesmo resultado foi observado por Nascimento (2005). A mistura asfáltica com Vv de 12% apresenta relação t/TMN 56% superior se comparada aquela encontrada para a mistura asfáltica com Vv de 4%, evidenciando a influência desse parâmetro na permeabilidade. Diante dos resultados obtidos, o autor deste estudo acredita que a permeabilidade pode ser mais influenciada pela granulometria da mistura asfáltica e pela espessura da camada de revestimento do que pelo percentual de vazios da mesma.

Williams *et al.* (2010) utilizaram a ASTM PS-129 (2001) para o cálculo do k de misturas asfálticas. Essa norma sugere que o ensaio pode ser realizado tanto com carga

constante quanto com carga variável, utilizando um permeômetro de parede flexível que permite o controle da saturação da amostra durante o ensaio, pois o sistema é fechado e ligado a uma bomba de vácuo com controle de pressão. Além disso, o método descrito nessa citada norma assume a lei de Darcy como base para o cálculo do k . Esses autores realizaram ensaios em misturas asfálticas com três diferentes TMN (19,0mm; 12,5mm e 9,5mm), e observaram que o k é diretamente proporcional ao TMN utilizado. A Figura 4 apresenta o esquema para o ensaio com carga variável.

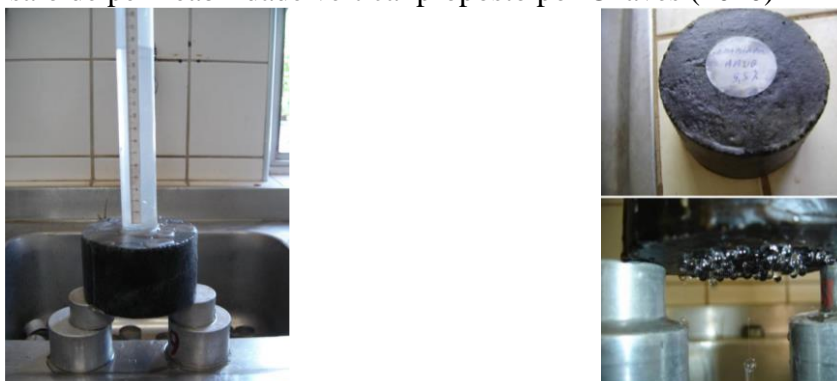
Figura 4 - Permeômetro de carga variável utilizado por Williams *et al.* (2010)



Fonte: Williams *et al.* (2010).

Chaves (2010) estudou a permeabilidade de misturas asfálticas do tipo AA utilizando uma proveta sem fundo fixada na amostra com o uso da parafina (Figura 5), verificando o tempo de escoamento da água. Para a dosagem das misturas asfálticas foi utilizado a metodologia Marshall. As amostras do tipo AA foram moldadas com 50 golpes/face com soquete manual. Chaves (2010) obteve valores de k da ordem de 10^{-5} m/s para misturas asfálticas com V_v de aproximadamente 20%, e teores de CAP de 5,5% e de 6,0%.

Figura 5 - Ensaio de permeabilidade vertical proposto por Chaves (2010)



Fonte: Chaves (2010).

Na literatura existem alguns trabalhos (Falcão, 2007; Ramos, 2009; Guimarães, 2012) que determinaram o k de misturas asfálticas para aplicação das mesmas em núcleos de barragens. Esses autores afirmam que para misturas asfálticas densas do tipo CA, que deverão compor a camada impermeável do barramento, o valor de 10^{-9} m/s é considerado como o limite máximo para o valor do k do material. Ainda segundo esses mesmos autores, o Vv de 3% é considerado como o limite máximo para que a mistura asfáltica consiga atingir valores de k inferiores ou iguais a 10^{-9} m/s. O procedimento de ensaio realizado por esses autores seguiu a norma NBR 10786/89 (Concreto Endurecido - Determinação do Coeficiente de Permeabilidade – Método de Ensaio). A Figura 6 apresenta o equipamento utilizado por Falcão (2007).

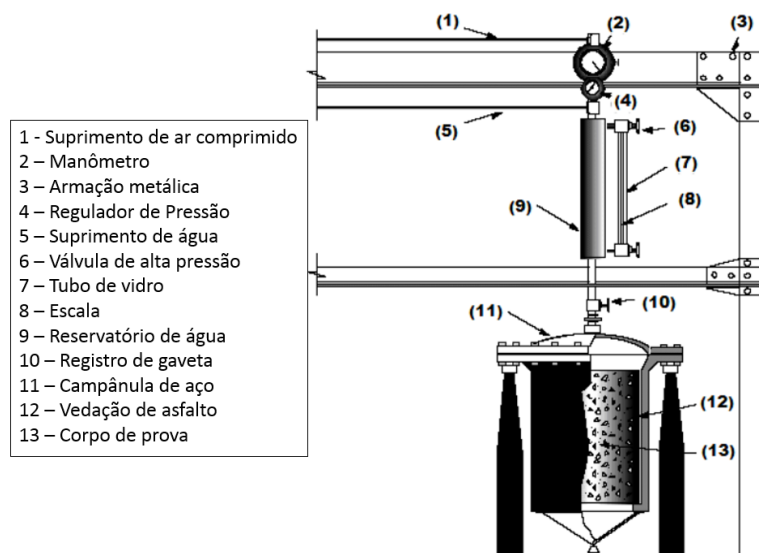
Figura 6 - Equipamento utilizado por Falcão (2007) para realizar o ensaio de permeabilidade em misturas asfálticas



(a) Adição de mistura selante aos CPs dentro das campânulas



(b) Campânulas fechadas



(c) Desenho esquemático do permeâmetro utilizado



(d) Equipamento utilizado

Fonte: Falcão (2007).

No estudo conduzido por Falcão (2007), para realizar esse ensaio foram utilizadas amostras de mistura asfáltica do tipo CA com 10cm de altura e 10cm de diâmetro, e com teor de CAP variando entre 4,0% e 6,5%, com Vv médio variando entre 5,4% e 1,4%. O CP foi colocado dentro de uma campânula (Figura 6a), e a lateral do mesmo foi impermeabilizada com uma mistura composta por 85% de CAP oxidado e 15% de breu (popularmente conhecido como *piche*). A campânula é fechada (Figura 6b), e conectada a um sistema que contém um reservatório de água (Figuras 6c e 6d). Uma fonte de pressão deve ser garantida por meio de uma garrafa de ar comprimido, oxigênio ou nitrogênio líquido. A percolação da água pelo CP ocorre por meio da aplicação de pressão suficiente para forçar a percolação do líquido pela amostra. A pressão aplicada nos experimentos conduzidos por Falcão (2007) variou de 0 a 350kPa, sendo possível a aplicação de diferentes cargas nas diversas campânulas. O k é calculado de acordo com a Equação 3, apresentada anteriormente, sendo que a carga hidráulica (h) foi calculada pela relação entre a pressão aplicada no ensaio e o peso específico do fluido ($\gamma = 9,79\text{kN/m}^3$ para a água a 20°C).

Falcão (2007) observou que mesmo alguns CPs, com Vv próximos de 3,0%, apresentaram valores de k acima do limite (10^{-9}m/s) exigido na prática. O autor afirma que isto serve de alerta para que, ainda na fase de projeto, a mistura asfáltica seja avaliada com relação a sua permeabilidade. Entretanto, no geral, para misturas asfálticas com Vv inferior a 2,5%, o k está abaixo de 10^{-9}m/s . Além disso, os ensaios foram realizados ao longo da altura do CP, isto é, na mesma direção da compactação. No núcleo da barragem, a mistura asfáltica estaria submetida a um fluxo mais inclinado, se aproximando da direção transversal do CP. Dessa forma, o autor afirma a importância da análise do fluxo na direção real (transversal).

2.3.2 Métodos Analítico-Experimentais

Al Omari (2004) utilizou a Equação 5 para estimar o k de misturas asfálticas. A dificuldade em aplicar essa equação reside na complexidade em se determinar os parâmetros D_s e \hat{C} para mistura asfáltica.

$$k = \hat{C} \times \frac{n^3}{(1-n)^2} \times [D_s \times \left(\frac{1+G_s \times W_b}{(1-W_b)}\right)^{\frac{1}{3}}]^2 \times \frac{\gamma}{\mu} \quad (5)$$

Onde:

\hat{C} = coeficiente empírico que inclui o efeito da forma dos vazios e da saturação da amostra (adimensional);

n = porosidade (%);

D_s = diâmetro médio dos agregados (m);

G_s = massa específica da parte sólida (agregados) da mistura asfáltica (kg/m^3);

W_b = percentagem de CPA na mistura asfáltica (%);

γ = peso específico do fluido ($9,79\text{kN/m}^3$ para a água a 20°C);

μ = viscosidade do fluido (10^{-3}kg/m.s para a água).

Dessa forma, para o parâmetro (D_s), por exemplo, Al Omari (2004) afirma que a estrutura interna de misturas asfálticas inclui uma vasta gama de tamanhos de agregados minerais em comparação com outros materiais porosos, tais como solos e rochas. Por esse motivo, é difícil representar o efeito de todos os tamanhos de agregados presentes na mistura asfáltica em um único valor. Além disso, observando a Equação 5, verifica-se que o parâmetro \hat{C} é relevante. Esse coeficiente empírico pode ser obtido através de medidas experimentais de permeabilidade para diversas misturas asfálticas com diferentes V_v . A Tabela 2 foi obtida no trabalho de Al Omari (2004). Essa Tabela apresenta os valores médios de \hat{C} para misturas asfálticas com diferentes V_v encontrados a partir de ensaios de permeabilidade realizados utilizando-se diferentes métodos e por diferentes autores.

Tabela 2 - Valores médios de \hat{C} obtidos através de diferentes métodos e por diferentes autores a partir da realização de ensaios de permeabilidade em misturas asfálticas

Método	Referência	Tipo de Compactação	V_v (%)	\hat{C} (médio)
ASTM PS-129 (2001)	Kanitpong <i>et al.</i> (2001)	Compactada no CGS	$V_v \leq 5$	$1,11 \times 10^{-6}$
			$5 < V_v \leq 9$	$7,25 \times 10^{-6}$
Florida DOT <i>apud</i> Al Omari (2004)	Cooley <i>et al.</i> (2002) <i>apud</i> Al Omari (2004)	Retirada de campo	$V_v \leq 5$	$1,80 \times 10^{-5}$
			$5 < V_v \leq 9$	$7,86 \times 10^{-5}$
			$V_v > 9$	$2,41 \times 10^{-4}$
			$5 < V_v \leq 9$	$2,87 \times 10^{-4}$
	Maupin (2000)	Compactada no CGS	$9 < V_v \leq 13$	$7,76 \times 10^{-4}$
			$V_v > 13$	$1,94 \times 10^{-3}$

Fonte: adaptado de Al Omari (2004).

Em relação aos métodos de ensaio apresentados na Tabela 2, o Departamento de Transportes da Flórida (Florida DOT) sugere um ensaio com carga variável, enquanto a ASTM PS - 129 (2001), como apresentado anteriormente, sugere a realização do ensaio tanto com carga constante quanto com carga variável. No estudo de Kanitpong *et al.* (2001), o ensaio foi realizado com carga constante. As características das misturas asfálticas avaliadas por Kanitpong *et al.* (2001) e Maupin (2000) foram obtidas através de ensaios em amostras compactadas no CGS, enquanto Cooley *et al.* (2002) *apud* Al Omari (2004) caracterizaram amostras retiradas de campo.

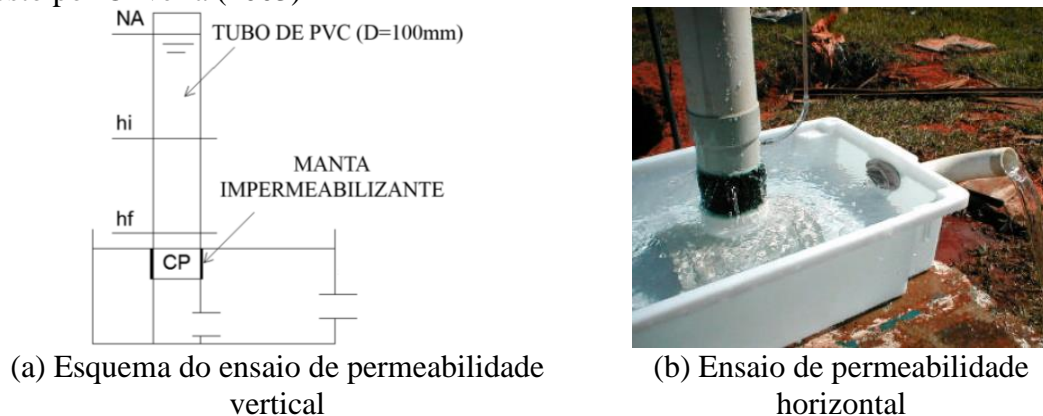
Os valores de \hat{C} são diretamente proporcionais a permeabilidade, logo, a forma dos vazios e o grau de saturação das amostras também. Dessa forma, todos os fatores que afetam o V_v e o grau de saturação da mistura asfáltica podem influenciar diretamente a permeabilidade das mesmas, pois estes modificam o valor do parâmetro \hat{C} .

Analisando a Tabela 2 para o mesmo intervalo de V_v , os valores de \hat{C} para o ensaio realizado com carga constante, de acordo com a ASTM PS-129 (2001), e para o ensaio com carga variável, de acordo com o método proposto pelo DOT da Flórida, são diferentes. Segundo Al Omari (2004), além da diferença entre os métodos (um com carga constante e outro com carga variável), este resultado também pode ser atribuído ao modo como é controlada a saturação das amostras durante a realização de cada ensaio. O ensaio realizado de acordo com a ASTM PS-129 (2001) apresenta melhor controle do grau de saturação, quando comparado ao ensaio sugerido pelo DOT da Flórida, pois o ensaio é realizado dentro de um sistema fechado conectado com uma bomba de vácuo, onde também é possível controlar a pressão no interior do sistema. Entretanto, segundo o citado autor, o efeito do grau de saturação das amostras durante o ensaio com carga constante é menor se comparado ao mesmo efeito obtido durante o ensaio com carga variável. Tal fato explica os baixos valores de \hat{C} obtidos de acordo com a ASTM PS-129 (2001). Mesmo quando o mesmo método de ensaio é comparado (Florida DOT), para o mesmo intervalo de V_v , valores distintos de \hat{C} foram obtidos por Maupin (2000) e Cooley *et al.* (2002) *apud* Al Omari (2004). Tal fato pode ser explicado pela diferença de compactação, pois enquanto as amostras avaliadas por Cooley *et al.* (2002) *apud* Al Omari (2004) foram retiradas do campo, Maupin (2000) utilizou amostras compactadas em laboratório no CGS, fato que pode alterar a distribuição e a forma dos vazios no interior da mistura asfáltica.

2.4 Permeabilidade Horizontal de Misturas Asfálticas

Oliveira (2003) desenvolveu um equipamento similar ao desenvolvido pela *Swiss Federal Laboratories for Materials Testing Research*, seguindo as especificações europeias para a dosagem e a caracterização de misturas asfálticas drenantes. O equipamento possibilita a determinação dos coeficientes de permeabilidade horizontal (k_h) e vertical (k_v) durante um ensaio de carga variável (Figuras 7a e 7b). Os valores de k_h e k_v foram calculados de acordo com a Equação 4, apresentada anteriormente.

Figura 7 - Método de ensaio para a determinação das permeabilidades horizontal e vertical proposto por Oliveira (2003)



Fonte: Oliveira (2003).

No ensaio de permeabilidade vertical, a lateral do CP é impermeabilizada com uma manta de silicone, de modo que o fluxo ocorra preferencialmente na vertical (Figura 7a). Já no ensaio de permeabilidade horizontal, a base do CP é impermeabilizada, de modo que seja possível verificar a capacidade de percolação da água pela lateral do mesmo (Figura 7b). Nesse estudo foram avaliadas duas misturas asfálticas do tipo CPA, uma com granulometria enquadrada na faixa IV e outra com granulometria enquadrada na faixa V da especificação de serviço DNER-ES 386/99. A diferença entre as faixas granulométricas é o TMN dos agregados. A faixa IV apresenta TMN igual a 12,5mm, enquanto a faixa V apresenta TMN igual a 19,1mm. Em relação aos agregados utilizados, as duas misturas asfálticas são compostas por agregados calcários e dolomíticos, provenientes da mesma pedreira. O índice de forma obtido de acordo com o método de ensaio DNER 086/94 foi de 0,2 (abaixo de 0,5), fato que caracteriza o agregado graúdo como lamelar.

No intuito de estabelecer um paralelo entre o comportamento de misturas asfálticas drenantes compostas por agregados calcários de composições mineralógicas distintas (dolomita

e calcita), Oliveira (2003) comparou os resultados de permeabilidade obtidos (Tabela 3), com aqueles obtidos por Botelho e Santos Filho (2002), sendo que a mistura asfáltica avaliada por esses autores também possuía granulometria enquadrada na faixa IV do DNER-ES 386/99 e V_v de 20%, porém esta era composta por agregados de origem mineralógica calcária calcítica. Além disso, Botelho e Santos Filho (2002) utilizaram o mesmo procedimento experimental utilizado por Oliveira (2003) para calcular a permeabilidade da mistura nas duas direções. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 3. Todas as misturas apresentadas na citada tabela foram compactadas seguindo a metodologia Marshall (golpes). Além disso, o teor de CAP é igual a 4% para todas as misturas asfálticas avaliadas.

Tabela 3 - Comparação entre os valores de coeficiente de permeabilidades vertical (k_v) e coeficientes de permeabilidade horizontal (k_h) para misturas asfálticas do tipo CPA

Referência	Faixa Granulométrica (DNER- ES 389/99)	V_v (%)	k_h (m/s)	k_v (m/s)	k_h/k_v
Botelho e Santos Filho (2002)	Faixa IV	20,0	$7,4 \times 10^{-3}$	$2,6 \times 10^{-3}$	2,85
Oliveira (2003)		22,0	$6,3 \times 10^{-3}$	$4,5 \times 10^{-3}$	1,40
Oliveira (2003)	Faixa V	18,0	$6,0 \times 10^{-3}$	$3,9 \times 10^{-3}$	1,54

Fonte: adaptado de Oliveira (2003).

Para os resultados obtidos por Oliveira (2003), observa-se o valor de k_h foi superior (40% e 54% para as misturas asfálticas enquadradas nas faixas IV e V, respectivamente) se comparados aqueles encontrados para o k_v . De acordo com o autor, isso pode ser explicado pelo fato dos agregados utilizados serem lamelares, o que favorece a anisotropia na estrutura da mistura asfáltica, com uma tendência de acomodação dos lados de dimensão maior dos agregados na posição horizontal, o que faz com que a água percorra um caminho maior na direção vertical se comparada ao caminho percorrido na direção horizontal. Já com relação aos resultados obtidos por Botelho e Santos Filho (2002), verifica-se que o k_h é quase três vezes maior se comparada ao k_v . Al Omari (2004) analisou as permeabilidades horizontal e vertical de diferentes tipos de misturas asfálticas. O citado autor afirmou que, para misturas asfálticas com granulometria densa, a razão entre os valores de k_h e k_v está entre 8,35 e 11,40. Já para misturas asfálticas com granulometria aberta, esse intervalo varia de 1,65 a 4,02.

Na literatura internacional, existem alguns estudos (Al Omari, 2004; Kutay *et al.* 2007; Masad *et al.*, 2007) desenvolvidos para calcular o k_h por meio de métodos analítico-experimentais. Kutay *et al.* (2007) estimaram a permeabilidade nas direções vertical e horizontal de diferentes misturas asfálticas. Nesse estudo, foi utilizado o Processamento Digital

de Imagens (PDI) para avaliar a distribuição interna dos vazios no interior das amostras. Em seguida, um modelo tridimensional de fluxo de fluido em meio poroso foi utilizado para determinar as permeabilidades horizontal (nas direções x e y) e vertical (na direção z) das amostras. O k , nas direções x , y e z , foram determinados por simulação numérica a partir da aplicação da lei de Darcy generalizada para um comportamento tridimensional (Equação 6).

$$\begin{bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{bmatrix} = -\frac{1}{\gamma \times n_{ef}} \times \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \nabla P_x \\ \nabla P_y \\ \nabla P_z \end{bmatrix} \quad (6)$$

Onde:

k_{ij} = tensor permeabilidade;

γ = peso específico do fluido (9,79kN/m³ para a água a 20°C);

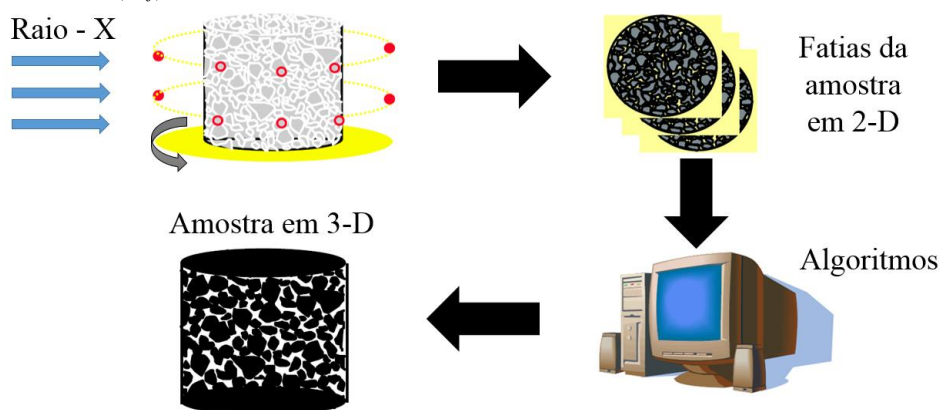
n_{ef} = porosidade efetiva;

v_x , v_y e v_z = velocidades do fluxo nas direções x , y e z ;

∇P_x , ∇P_y e ∇P_z = gradiente hidráulico nas direções x , y e z .

A porosidade (n) é característica de materiais que podem armazenar fluidos em seus vazios interiores, chamados de poros (Pinto, 2002). Entretanto, é necessário que os poros se comuniquem para que o fluido percole pelo interior do material. Dessa forma, a porosidade efetiva (n_{ef}) considera somente os poros interconectados. Kutay *et al.* (2007) determinaram a n_{ef} por meio do PDI, eliminando os poros isolados. O procedimento utilizado por esses autores para analisar a estrutura interna de misturas asfálticas pode ser visualizado na Figura 8.

Figura 8 - Ilustração do procedimento realizado por Kutay *et al.* (2007) para determinação da porosidade efetiva (n_{ef}) de misturas asfálticas



Fonte: Adaptado de Kutay (2005).

Inicialmente, feixes de raio-x são aplicados na amostra que gira até completar 360°. À medida que a amostra gira, as imagens são coletadas. A espessura da imagem coletada equivale a espessura do coletor da imagem (entre 0,1mm a 5mm). Dessa forma, pequenas fatias da amostra em 2-D são obtidas. Com o uso de algoritmos, é possível isolar em cada fatia as regiões ou pontos onde existe agregados, Matriz de Agregados Finos (MAF) ou vazios. Para verificar a n_{ef} , as fatias são montadas para formar a amostra em 3-D, sendo que os pontos que indicam vazios em uma fatia e não coincidem com pontos vazios na fatia seguinte são eliminados, pois indica que não são conectados.

De acordo Kutay *et al.* (2007), aplicando um gradiente de pressão em qualquer uma das direções x , y e z , e mantendo as outras duas direções igual a zero (por exemplo, $\nabla P_z \neq 0$, $\nabla P_x = 0$ e $\nabla P_y = 0$ para o fluxo na direção z - vertical), obtêm-se as Equações (7, 8 e 9) relativas a permeabilidade direcional.

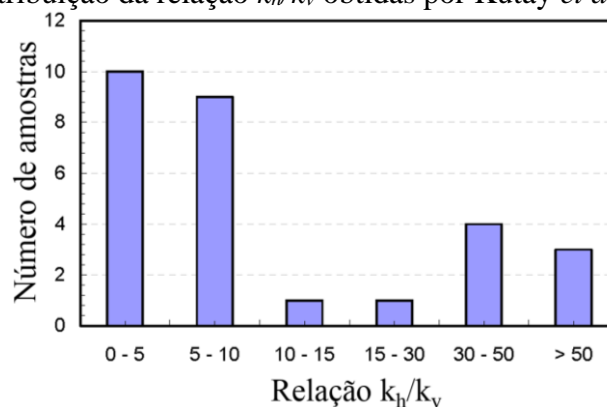
$$k_{zz} = - \gamma \times n_{ef} \times (v_z / \nabla P_z) \quad (7)$$

$$k_{xx} = - \gamma \times n_{ef} \times (v_x / \nabla P_x) \quad (8)$$

$$k_{yy} = - \gamma \times n_{ef} \times (v_y / \nabla P_y) \quad (9)$$

Kutay *et al.* (2007) avaliaram no total 28 amostras de diferentes tipos de misturas asfálticas (oito com granulometria densa; doze com granulometria descontínua, do tipo SMA; quatro com granulometria aberta; quatro amostras retiradas de campo, com granulometria densa). Todas as amostras, exceto aquelas retiradas de campo, foram compactadas no CGS. Para calcular a relação entre o k_h e o k_v foi retirada a média de k_{xx} e k_{yy} , pois a relação entre os valores foi próximo de 1. A Figura 9 apresenta o comportamento da distribuição da relação k_h/k_v para as 28 amostras avaliadas utilizando as Equações 7, 8 e 9.

Figura 9 - Frequência da distribuição da relação k_h/k_v obtidas por Kutay *et al.* (2007)

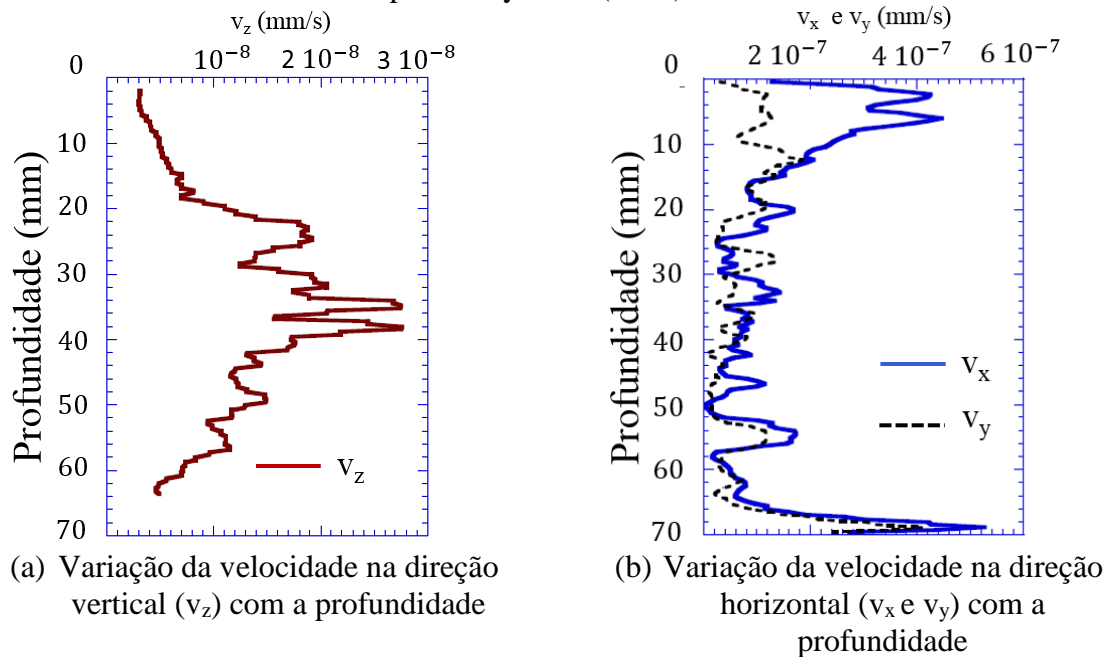


Fonte: adaptado de Kutay *et al.* (2007).

Analisando a Figura 9, observa-se que a maioria (68%) das amostras apresenta relação k_h/k_v menor do que 10. Entretanto, algumas amostras (três) apresentaram valores para essa relação maior do que 50. As quatro amostras com granulometria aberta apresentaram valor médio da relação k_h/k_v igual a 2,8. Já para as amostras retiradas de campo, a relação k_h/k_v foi em média equivalente a 4,5. Dessa forma, no geral, observou-se que as misturas asfálticas com granulometria densa e misturas do tipo SMA apresentaram comportamento mais anisotrópico com relação ao fluxo se comparadas as outras misturas asfálticas avaliadas no citado estudo.

Além da simulação numérica apresentada anteriormente, Kutay *et al.* (2007) também estimaram os valores do k_h e do k_v de forma analítica-experimental. Para calcular o valor do k_h , esses autores observaram, por meio de simulação de fluxo, que, quando o gradiente de pressão é aplicado na direção z (vertical), as maiores velocidades são observadas no meio da amostra (Figura 10a). Por outro lado, quando um gradiente de pressão é aplicado nas direções x e y (horizontal), as maiores velocidades são observadas no topo e na base das amostras (Figura 10b). Vale lembrar que as amostras foram compactadas no CGS, onde a porosidade do meio da amostra é normalmente inferior se comparada a porosidade encontrada no topo e na base da mesma (Al Omari, 2004; Masad *et al.*, 2007).

Figura 10 - Simulação do comportamento da velocidade de fluxo nas direções x , y e z com a profundidade da amostra realizadas por Kutay *et al.* (2007)

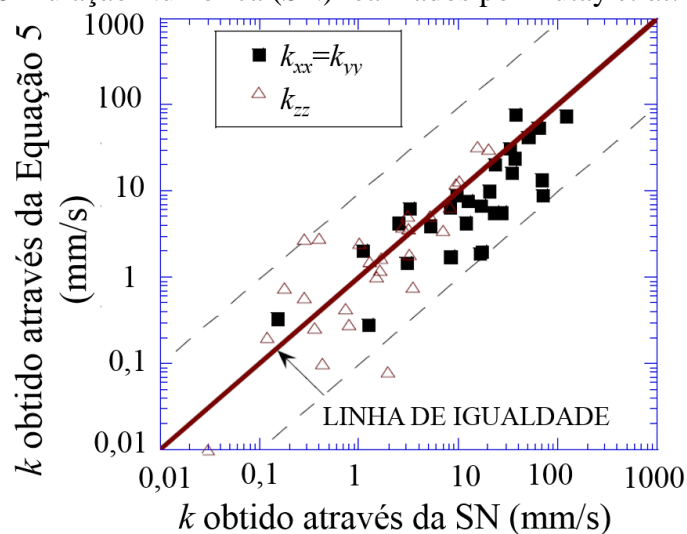


Fonte: adaptado de Kutay *et al.* (2007).

Observando a Figura 10, Kutay *et al.* (2007) concluíram que a permeabilidade na direção z é controlada pela velocidade do fluxo no meio da amostra. Já as permeabilidades nas direções x e y são controladas pela magnitude da velocidade do fluxo no topo e na base da amostra. Dessa forma, o fluxo de água na direção horizontal é controlado pelo fluxo no topo e na base da amostra, pois a maior parte dos poros interconectados se encontra nessa região. Por outro lado, o fluxo na direção vertical é controlado pela velocidade do fluxo no meio da amostra. Nesse contexto, para desenvolver um método mais prático para determinar a permeabilidade nas direções horizontal e vertical, Kutay *et al.* (2007) sugerem cortar as amostras em três partes (topo, meio e base) e, em seguida, calcular a porosidade (de acordo com a AASHTTO 166 - 2000) de cada subcamada cortada e calcular a permeabilidade de acordo com a Equação 5, que é a mesma equação utilizada por Al Omari (2004) para prever a permeabilidade de misturas asfálticas. Para determinar a permeabilidade horizontal, foi calculada a porosidade média entre os valores das subcamadas do topo e da base. Além disso, para utilizar a Equação 5, os autores consideraram o parâmetro \hat{C} (fator que representa a forma dos vazios) constante e igual a 0,003.

Com o intuito de comparar os resultados de permeabilidade obtidos por meio da simulação numérica e os resultados obtidos por meio do método analítico-experimental proposto, a Figura 11 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos através dos dois métodos. De acordo com os autores, e como pode ser observado na Figura 11, existe uma boa correlação (R^2 de aproximadamente 0,80) entre os resultados obtidos por meio dos dois procedimentos estudados.

Figura 11 - Comparação entre os valores de permeabilidade calculados de acordo com a Equação 5 e por meio de Simulação Numérica (SN) realizados por Kutay *et al.* (2007)



Fonte: adaptado de Kutay *et al.* (2007).

2.5 Fatores que Interferem na Permeabilidade de Misturas Asfálticas

A permeabilidade de misturas asfálticas é influenciada, principalmente, pelos seguintes fatores: as características e as proporções dos materiais constituintes e o tipo de fluido percolante utilizado. Segundo Al Omari (2004), a espessura do revestimento e o tipo de compactação são outros fatores que afetam a permeabilidade desses materiais. Este mesmo autor afirma ainda que os fatores citados anteriormente afetam a permeabilidade porque alteram a distribuição de vazios em termos de tamanho, de conectividade e de distribuição dos mesmos.

A granulometria dos agregados utilizados na constituição das misturas asfálticas influencia diretamente na permeabilidade das mesmas. Misturas asfálticas com granulometria aberta apresentam ausência de finos, e, como consequência, aumento do Vv, enquanto, misturas asfálticas com granulometrias contínuas e bem-graduadas apresentam agregados de dimensões diferentes, proporcionando um esqueleto mineral com pouco vazios. Bernucci *et al.* (2010) afirmam que misturas asfálticas com curvas granulométricas uniformes com agregados quase exclusivamente de um mesmo tamanho geram um esqueleto mineral com muitos vazios interconectados, devido a insuficiência de material fino necessário para preencher os vazios entre as partículas maiores. Um estudo realizado por Brown *et al.* (2004) avaliou a permeabilidade (em campo e em laboratório) de sete diferentes misturas asfálticas compactadas em campo, e verificou que as misturas asfálticas com granulometria graúda (*coarsed-graded-mix*) apresentam valores de k superiores ao recomendado ($1,25 \times 10^{-5} \text{m/s}$) quando o Vv é superior a 8%. Já para as misturas asfálticas compostas por agregados de granulometria miúda (*fine-graded-mix*), esse limite não é ultrapassado, mesmo para Vv de até 10%. A Tabela 4 apresenta os resultados de permeabilidade obtidos nesse citado estudo.

Tabela 4 - Valores de k para misturas asfálticas com diferentes granulometrias obtidos por Brown *et al.* (2004)

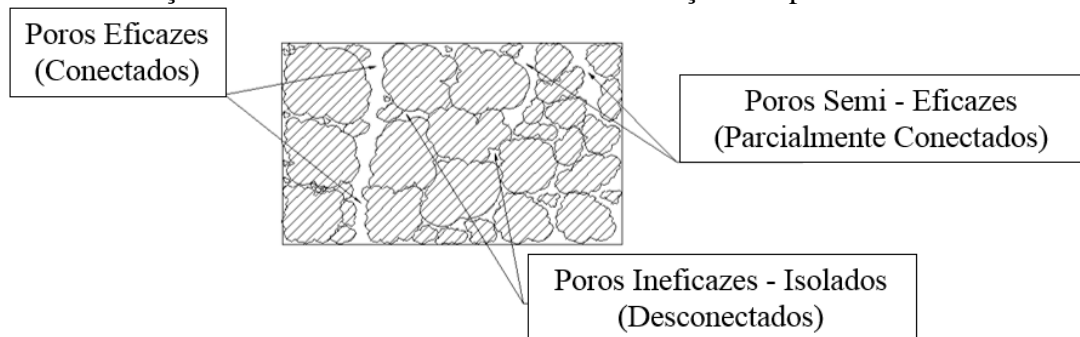
Mistura	TMN (mm)	Granulometria	Vv em campo (%)	k de campo (10^{-7}m/s)	k de laboratório (10^{-7}m/s)
1	9,5	Miúda	6,8 a 8,8	1 a 28	1 a 35
2	9,5	Graúda	9,0 a 12,6	14 a 632	107 a 1.070
3	9,5	SMA	7,7 a 12,6	110 a 651	29 a 168
4	12,5	SMA	4,1 a 17,9	3 a 1.778	0,1 a 5.850
5	19,0	Miúda	5,7 a 9,5	38 a 161	1 a 77
6	19,0	Graúda	5,3 a 9,8	10 a 1.760	1 a 141
7	19,0	Graúda	4,8 a 15,2	72 a 3.030	0 a 1.203

Fonte: adaptado de Brown *et al.* (2004).

Outra característica do agregado que pode afetar a permeabilidade das misturas asfálticas é o TMN dos agregados utilizados. Observando os resultados apresentados na Tabela 4, verifica-se que a medida que aumenta-se o TMN utilizado, o valor do k também aumenta. Al Omari (2004) afirma que, em geral e para misturas asfálticas com o mesmo V_v , quanto maior for o TMN maior será a permeabilidade da mistura asfáltica. Entretanto, nenhum dos autores afirma que essa relação entre a permeabilidade e o TMN é linear. Em relação a granulometria utilizada, as misturas asfálticas com granulometria graúda apresentaram valores de k superiores se comparadas às misturas asfálticas com granulometria miúda para o mesmo TMN avaliado.

O V_v da mistura asfáltica também interfere na permeabilidade da mesma. Para que um meio poroso seja permeável é necessário que os vazios desse meio se comuniquem. Alguns estudos propõem métodos para analisar a eficiência dos vazios com relação a distribuição dos mesmos no interior do material. A Figura 12 apresenta um método para classificação dos vazios de acordo com o projeto Diretriz da Tecnologia de Pavimentação Drenante (Associação das Rodovias do Japão, 1996 *apud* Oliveira, 2003). Essa citada Figura representa a seção longitudinal de uma amostra cilíndrica de mistura asfáltica.

Figura 12 - Classificação dos vazios de acordo com a distribuição dos poros



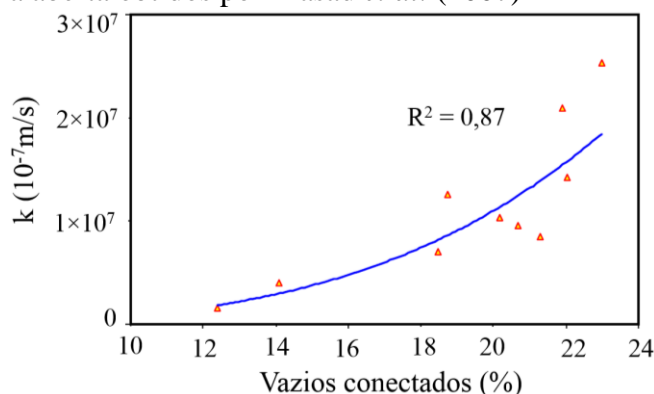
Fonte: adaptado de Oliveira (2003).

A classificação dos poros apresentados na Figura 12 adota as seguintes definições:

- a) Poros eficazes: poros que contribuem para a passagem e o armazenamento de água;
- b) Poros semi-eficazes: poros que não contribuem para a passagem da água, mas permitem o armazenamento da mesma;
- c) Poros ineficazes: poros que não contribuem para a passagem nem para o armazenamento da água.

Nesse contexto, não somente o V_v determina a permeabilidade das misturas asfálticas. Quando comparadas, duas misturas asfálticas com a mesma curva granulométrica, o mesmo V_v , o mesmo teor de CAP e a mesma espessura na camada de revestimento, se as permeabilidades das mesmas forem diferentes, a explicação pode estar na distribuição (conectividade) dos vazios no interior da estrutura. Masad *et al.* (2007) avaliaram a permeabilidade de misturas asfálticas com granulometria aberta. Por meio do PDI foi verificada a conectividade dos vazios no interior das amostras utilizando um procedimento semelhante ao utilizado por Kutay *et al.* (2007) e apresentado anteriormente. Dessa forma, na Figura 13 pode-se verificar a relação entre a permeabilidade calculada e a conectividade dos vazios. Verifica-se que existe uma boa correlação ($R^2 = 0,87$) entre a percentagem de vazios conectados e a permeabilidade de misturas asfálticas. Entretanto, os autores ressaltam a complexidade relacionada a análise da permeabilidade somente com a percentagem média dos vazios conectados.

Figura 13 - Relação entre a permeabilidade e a percentagem de vazios conectados para misturas asfálticas com granulometria aberta obtidos por Masad *et al.* (2007)



Fonte: adaptado de Masad *et al.* (2007).

O tamanho, a forma e a distribuição dos vazios define a permeabilidade. Para demonstrar isso, os autores compararam a distribuição do V_v de duas amostras de misturas asfálticas com granulometria aberta que apresentavam V_v semelhantes (OG-SGC2 – V_v de 24,3% e OG-SGC6 – V_v de 25,4%). A Figura 14a apresenta a distribuição do V_v com a profundidade da amostra. Para calcular o V_v , as imagens foram geradas a cada 1mm de profundidade. Além disso, a Figura 14b apresenta o raio médio dos vazios de acordo com a profundidade da amostra. O raio médio dos vazios foi calculado de acordo com a Equação 10. Para calcular esse parâmetro, foram coletadas imagens a cada 1mm de profundidade.

$$\bar{r}_i = \sqrt{\left(\frac{A_{vi}}{\pi \times M_i}\right)} \quad (10)$$

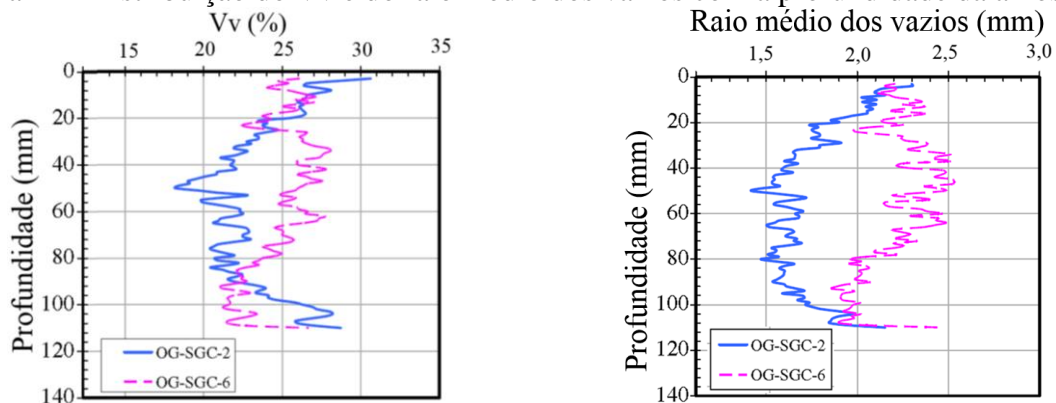
Onde:

\bar{r}_i = raio médio dos vazios na imagem i (mm);

A_{vi} = área de vazios na imagem i (mm²)

M_i = número de vazios observados na imagem i .

Figura 14 - Distribuição do Vv e do raio médio dos vazios com a profundidade da amostra



(a) Distribuição do Vv com a profundidade da amostra

(b) Distribuição do raio médio dos vazios com a profundidade da amostra

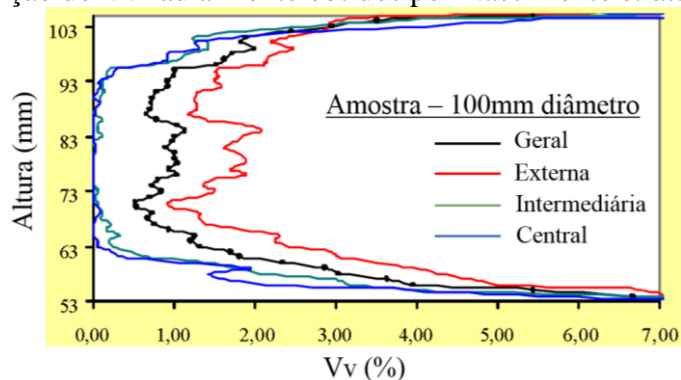
Fonte: adaptado de Masad *et al.* (2007).

Observa-se que a amostra OG-SGC-6 apresenta uma distribuição do Vv mais uniforme com a profundidade, variando de $25,4\% \pm 3\%$, enquanto a amostra OG-SGC-2 varia de $24,3\% \pm 6\%$ (Figura 14a). Além disso, o raio médio dos vazios para a amostra OG-SGC-6 está praticamente contido no intervalo entre 2,0mm e 2,5mm, enquanto que para a amostra OG-SGC-2, o raio médio dos vazios é abaixo de 2,0mm em quase toda a profundidade (Figura 14b). Em termos de k , a amostra OG-SGC-6 apresenta um k duas vezes maior se comparado aquele obtido para a amostra OG-SGC-2, isto é, amostras com mesma granulometria, compactadas através do mesmo método (CGS) e Vv semelhantes (diferença de aproximadamente 1%) podem ter valores de k bem diferentes (da ordem de duas vezes). Segundo Masad *et al.* (2007), a distribuição não uniforme e o tamanho reduzido dos vazios dificulta o fluxo d'água no meio da amostra, isto explica o fato dos valores de k da amostra OG-SGC-2 ser metade do valor encontrada para a amostra OG-SGC-6.

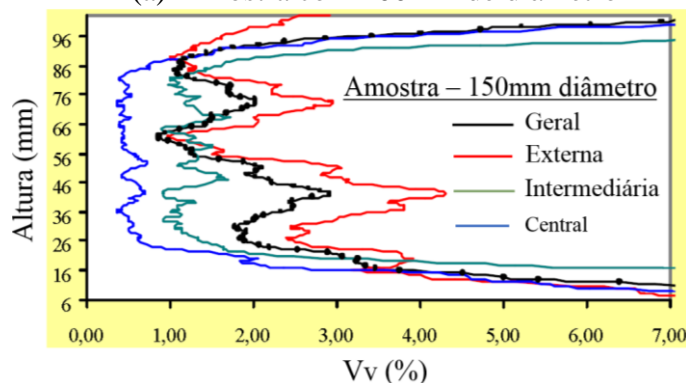
Além disso, é importante verificar como os vazios estão distribuídos radialmente na amostra. Nascimento *et al.* (2006) avaliaram a distribuição radial de vazios de diferentes

misturas asfálticas utilizando imagens geradas a partir da tomografia computadorizada. Esses autores avaliaram amostras cilíndricas de misturas asfálticas compactadas no CGS com dois diâmetros diferentes (100mm e 150mm). As amostras foram divididas em três seções cilíndricas concêntricas: central, intermediária e externa; sendo que em cada uma dessas regiões os vazios foram determinados ao longo da profundidade a cada 1,0mm de altura. A Figura 15 apresenta a distribuição radial dos vazios para duas amostras, uma com 100mm e outra com 150mm de diâmetro. A curva na cor preta (geral) representa a distribuição dos vazios ao longo da altura da amostra. Já as curvas vermelha, verde e azul representam, respectivamente, a distribuição dos vazios na região externa, intermediária e central.

Figura 15 - Distribuição do V_v radialmente obtidos por Nascimento *et al.* (2006)



(a) Amostra com 100mm de diâmetro



(b) Amostra com 150mm de diâmetro

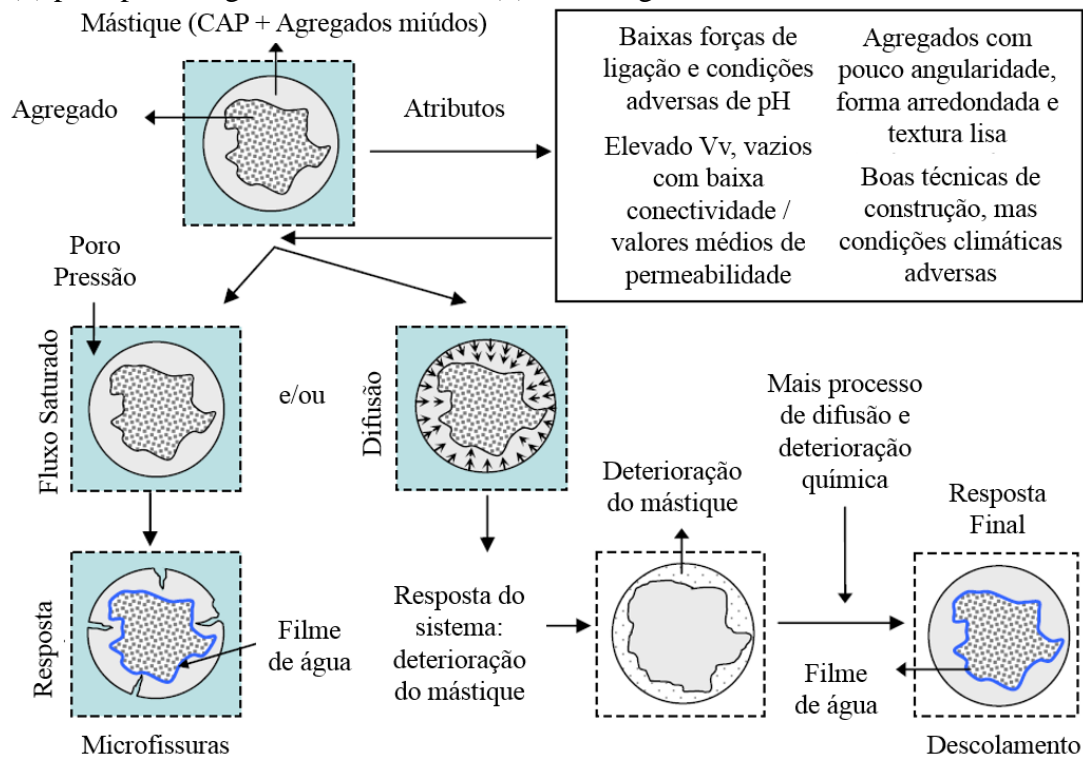
Fonte: adaptado de Nascimento *et al.* (2006).

Analisando os resultados apresentados na Figura 15, verifica-se uma densificação no sentido borda-centro, isto é, o V_v diminui da borda para o centro nos dois casos analisados, sendo a amostra com menor diâmetro (100mm) mais homogênea. Nessa amostra, as curvas intermediária e central são praticamente semelhantes. Já na amostra com 150mm de diâmetro, esse comportamento não é observado (Figura 15b).

2.6 Previsão de Desempenho na Presença da Umidade

Os danos causados pela umidade em misturas asfálticas são definidos como a degradação de propriedades mecânicas do material, devido a presença de umidade em estado líquido ou vapor (Caro, 2009). Segundo Caro (2009), o dano por umidade consiste em duas etapas: (i) processo de transporte de umidade e (ii) resposta do sistema. A etapa (i) refere-se aos processos nos quais a umidade no estado líquido ou vapor infiltra na mistura asfáltica. A etapa (ii) está relacionada com as alterações geradas no interior da mistura asfáltica que conduzem a redução da capacidade de suporte da mesma. Além disso, o citado autor afirma que o tipo de material, bem como os atributos (características físicas, químicas e geométricas) do sistema controlam o transporte de umidade e a resposta do mesmo. Para ilustrar esse comportamento, a Figura 16 apresenta, a título de exemplo, um agregado envolvido com mástique (mistura de CAP com agregados miúdos) sujeito a duas (poro pressão e difusão) possibilidades de mecanismos de dano por umidade. O elevado V_v juntamente com a baixa conectividade dos vazios permite o aumento da poro pressão em condições de fluxo saturado causando a formação de microfissuras. Simultaneamente, a umidade pode difundir através do mástique interferindo na ligação agregado ligante.

Figura 16 - Duas possibilidades de mecanismo de dano por umidade sobre os mesmos atributos: (1) poro pressão gera microfissuras e (2) difusão gera descolamento



Fonte: Adaptado de Caro (2009).

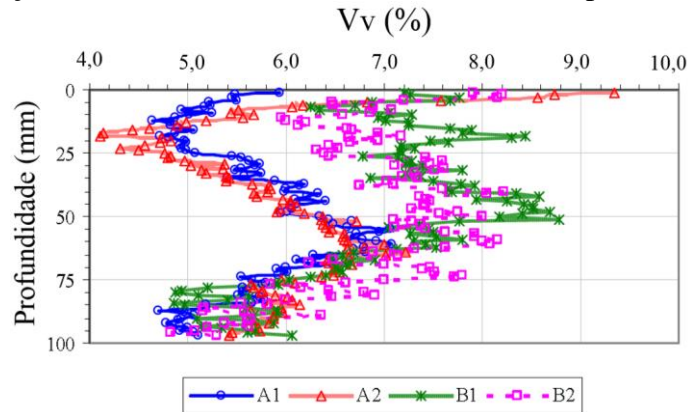
Nesse contexto, são diversos os atributos (característica dos materiais constituintes, geometria do projeto, clima e outros) do sistema que podem influenciar no dano por umidade. A seguir serão apresentados dois desses atributos (distribuição dos vazios e a permeabilidade), e relação dos mesmos com o dano por umidade.

2.6.1 Distribuição dos Vazios e a Relação com o Dano por Umidade Induzida

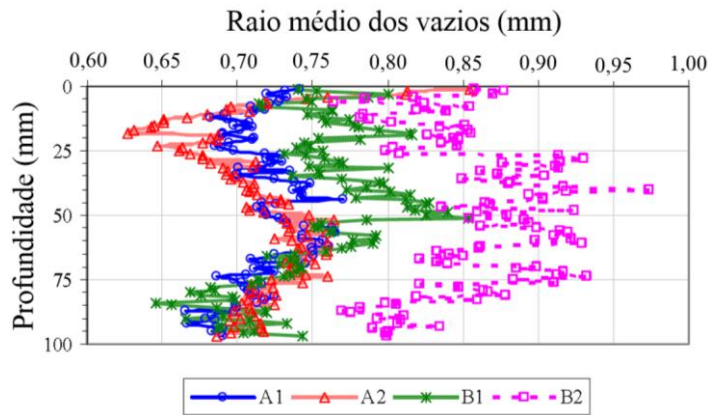
Arambula (2005) e Arambula *et al.* (2007) estudaram a influência da distribuição dos vazios na susceptibilidade ao dano por umidade induzida em misturas asfálticas. Nesses estudos foram utilizados o processo de análise de imagens (tomografia por raio-X) para verificar a distribuição e a conectividade dos vazios nas amostras. O dano por umidade foi avaliado utilizando a teoria da mecânica da fratura e a taxa de crescimento do dano por número de ciclos de carregamento – $R(N)$.

Arambula *et al.* (2007) avaliaram dois tipos de misturas asfálticas. As misturas asfálticas do tipo A (A1 e A2) e as misturas asfálticas do tipo B (B1 e B2). As misturas asfálticas do tipo A apresentaram V_v variando entre 6 e 7% e teor de CAP de projeto de 5,3%, sendo que a diferença entre as amostras A1 e A2 é apenas a distribuição interna dos vazios. Dessa forma, a mistura asfáltica do tipo A1 tem distribuição de vazios uniforme, enquanto a mistura asfáltica do tipo A2 apresenta maior quantidade de vazios na superfície, sendo que a medida que a profundidade aumenta, a distribuição dos vazios da mistura do tipo A2 torna-se semelhante (Figura 17a) ao observado para a mistura asfáltica do tipo A1. Já a mistura asfáltica do tipo B também tem V_v de 6 e 7% e teor de CAP de projeto de 6,1%. As misturas asfálticas B1 e B2 apresentam distribuição da percentagem de vazios semelhantes, porém a mistura asfáltica do tipo B2 apresenta vazios com raio médio maior se comparada a mistura asfáltica do tipo B1, como pode-se verificar na Figura 17b. O raio médio dos vazios foi calculado de acordo com a Equação 10 apresentada anteriormente. Para calcular esse parâmetro, foram coletadas imagens a cada 1mm de profundidade.

Figura 17 - Distribuição do Vv e do raio médio dos vazios com a profundidade



(a) Distribuição do Vv com a profundidade



(b) Distribuição do raio médio dos vazios com a profundidade

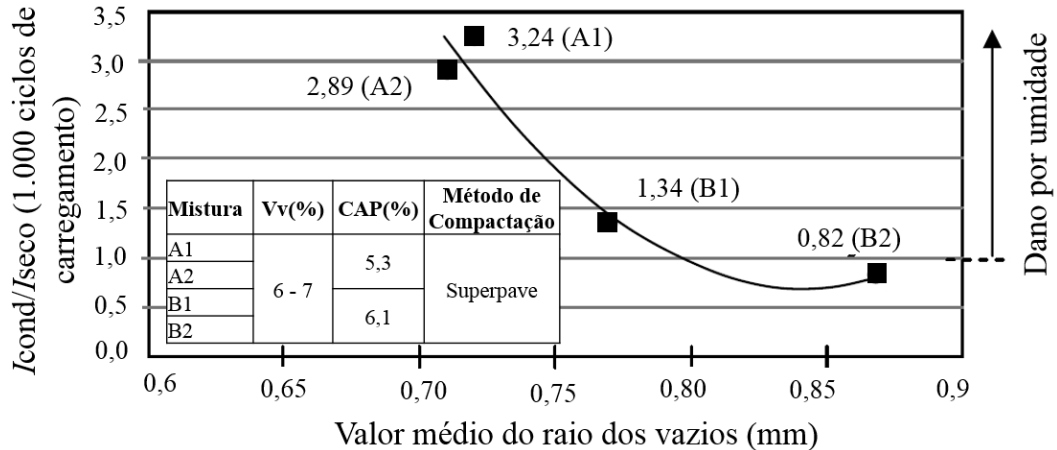
Fonte: adaptado de Arambula (2005).

Esses dois tipos de misturas asfálticas (A e B) foram preparados usando duas curvas granulométricas distintas, dois ângulos de compactação ($1,25^\circ$ e $2,5^\circ$) no CGS. Algumas amostras tiveram a base e o topo cortados com o objetivo de verificar o comportamento do Vv no centro das mesmas. Os agregados utilizados, bem como o TMN (12,5mm) dos mesmos, foram similares para ambas as misturas asfálticas. A distribuição dos vazios no interior das amostras foi verificada a partir do uso de tomografia computadorizada e da análise das imagens geradas a partir deste procedimento.

Para correlacionar o tamanho dos vazios com o dano por umidade induzida, a Figura 18 apresenta a relação entre o valor médio do raio dos vazios para cada uma das misturas (A1, A2, A3 e A4) e o parâmetro de dano utilizado para avaliar o efeito da umidade. No eixo Y, o parâmetro I é obtido a partir do uso da teoria da mecânica da fratura. Esse fator indica o raio médio de trincamento de uma mistura para um determinado ciclo de carregamento. Quanto maior o valor de I , maior também deve ser o dano na estrutura. Dessa forma, a medida que a relação I_{cond}/I_{seco} aumenta, também aumenta a susceptibilidade da mistura com relação ao dano

por umidade induzida, pois valores de I_{cond} elevados indicam que o raio médio de trincamento foi elevado.

Figura 18 - Relação entre a raio médio de trincamento da amostra condicionada (I_{cond}) e na condição seca (I_{seco}) para 1.000 ciclos de carregamento em função do valor médio do raio dos vazios obtidos por Arambula *et al.* (2007)

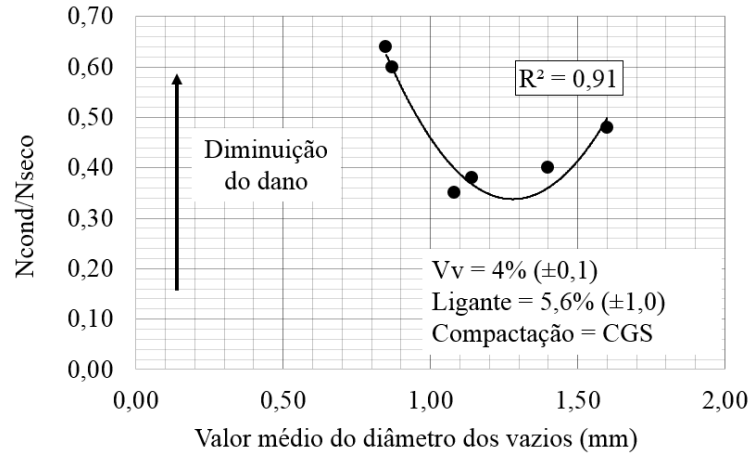


Fonte: adaptado de Arambula *et al.* (2007).

Observando a Figura 18, verifica-se que a mistura asfáltica mais sensível ao dano por umidade é a mistura A1. Essa mistura asfáltica apresenta uma distribuição de vazios mais uniforme se comparada as outras, ver Figura 17. Quanto mais afastado de 1 for os valores da relação I_{cond}/I_{seco} , mais sensíveis as misturas asfálticas são com relação ao dano por umidade. A mistura asfáltica B2, apresentou valor da relação I_{cond}/I_{seco} menor que 1. Tal fato, do ponto de vista físico, não faz sentido, pois indica que a resistência do material foi melhor quando o mesmo foi submetido ao processo de condicionamento. Os autores do citado trabalho afirmaram que o resultado para mistura asfáltica B2 pode ser explicado pelo elevado tamanho dos vazios dessa mistura, se comparada com as outras misturas asfálticas avaliadas, ou devido a própria variabilidade inerente da própria amostra ou até mesmo do método utilizado.

Masad *et al.* (2006) também avaliaram a relação entre o tamanho dos vazios e a relação do mesmo com o dano por umidade. Na Figura 19, o eixo Y representa a relação entre o número de ciclos necessários até a ruptura do material em um ensaio a tração indireta para amostras condicionadas (N_{cond}) e para amostras na condição seca (N_{seco}). Já o eixo X, representa o valor médio do diâmetro dos vazios.

Figura 19 - Relação entre o tamanho médio do diâmetro dos vazios e o dano por umidade induzida obtido por Masad *et al.* (2006)



Fonte: adaptado de Masad *et al.* (2006).

Masad *et al.* (2006) afirmam que vazios de tamanho pequeno (no caso da Figura 19, abaixo de 1,0mm) reduzem a infiltração de água no interior da mistura asfáltica, enquanto vazios de tamanho grande (no caso da Figura 19, acima de 1,6mm, por exemplo) tornam mais fácil a drenagem da água, isto é, conseguem tirar a água rapidamente do interior do material. Entretanto, existe uma faixa de tamanho de vazios (entre 1,2 e 1,4mm no caso dos resultados apresentando na Figura 19), no qual a água entra na mistura e tem dificuldade para sair. Tal fato aumenta a sensibilidade ao dano provocado pela umidade, pois a água fica retida dentro da mistura. Os mesmos autores afirmam que essa faixa de tamanho de vazios que maximizam o dano deve ser observada para cada tipo de mistura asfáltica. Além disso, Masad *et al.* (2006) relacionaram a permeabilidade com o dano por umidade. A Figura 20 apresenta esses resultados. O eixo Y representa o número de ciclos até ruptura no ensaio a tração indireta, para amostras condicionadas (N_{cond}) e não condicionadas (N_{seco}). Já o eixo X representa a permeabilidade que foi obtida analiticamente por meio da Equação 11.

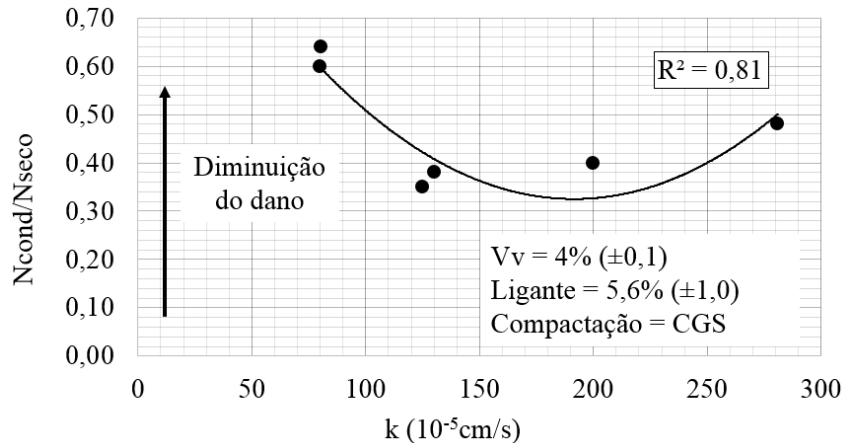
$$k = 10^b (\text{PSP})^m \quad (11)$$

Onde:

PSP = parâmetro que representa o tamanho dos vazios;

m e b = parâmetros de ajuste da curva, obtidos experimentalmente.

Figura 20 - Relação entre o k e o dano por umidade obtido por Masad *et al.* (2006)

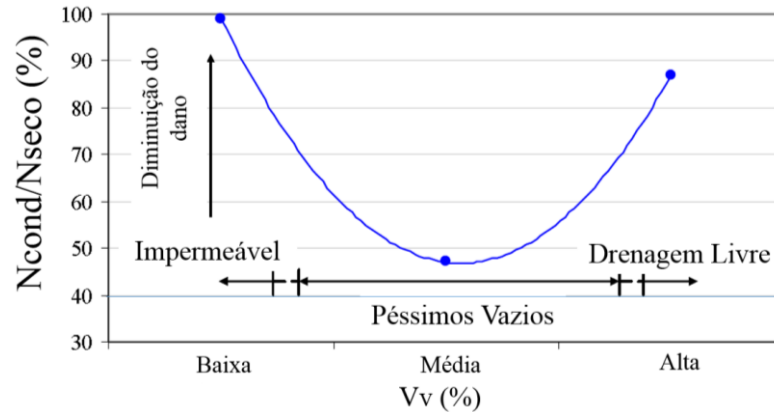


Fonte: adaptado de Masad *et al.* (2006).

Observa-se, na Figura 20, o mesmo comportamento verificado anteriormente para a relação entre dano por umidade induzida e o tamanho médio dos vazios (Figura 19). O dano máximo ocorre exatamente na região onde encontram-se os valores intermediários de permeabilidade. De acordo com Masad *et al.* (2006), essa região corresponde a faixa de vazios que também maximiza o dano provocado pela água.

Terrel e Al-Swailmi (1994) classificaram as misturas asfálticas como impermeáveis, com vazios considerados péssimos e com drenagem livre. Esses autores afirmaram que quando amostras são testadas em ensaios mecânicos na condição seca (N_{seco}) e após ciclos de condicionamento (N_{cond}), claramente a rigidez do material diminui para as amostras condicionadas. Entretanto, existe um intervalo considerado como tendo péssimos vazios, região onde o dano por umidade induzida máximo é observado. Ainda de acordo com os mesmos autores, misturas com grande quantidade de CAP e muito material fino (como as do tipo AA) podem ser classificadas como impermeáveis. Já as misturas asfálticas com granulometria densa do tipo CA, por exemplo, podem ser classificadas como misturas com vazios classificados como péssimos. Por fim, misturas com granulometria aberta (por exemplo, CPA) são classificadas como tendo drenagem livre. A Figura 21 apresenta a classificação proposta por esses autores.

Figura 21 - Classificação dos vazios com relação a susceptibilidade ao dano por umidade induzida proposta por Terrel e Al-Swailmi (1994)



Fonte: adaptado de Terrel e Al-Swailmi (1994).

2.6.2 Permeabilidade e a Relação desta com o Dano por Umidade

A permeabilidade do material pode controlar a entrada de água no interior da estrutura. Dessa forma, se a permeabilidade da mistura asfáltica pode ser controlada, os danos causados pela umidade no interior da estrutura podem ser reduzidos ou até evitados. Nesse contexto, Tarefder e Ahmad (2014) correlacionaram a permeabilidade de misturas asfálticas do tipo CA com o dano por umidade induzida. O parâmetro de dano foi determinado a partir da relação entre os resultados do ensaio de compressão diametral até a ruptura obtido em amostras nas condições seca e após a realização dos ciclos de condicionamento, seguindo a metodologia proposta pela AASTHO T 283 (2003). O ensaio de permeabilidade foi realizado em campo (Figura 22a) e em laboratório (Figura 22b), utilizando amostras retiradas de campo

Figura 22 - Ensaio de permeabilidade realizados em campo e em laboratório, propostos por Tarefder e Ahmad (2014)



(a) Campo

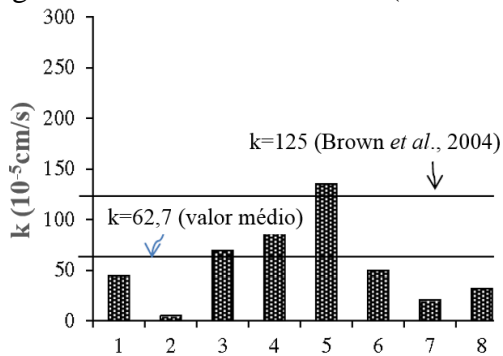


(b) Laboratório

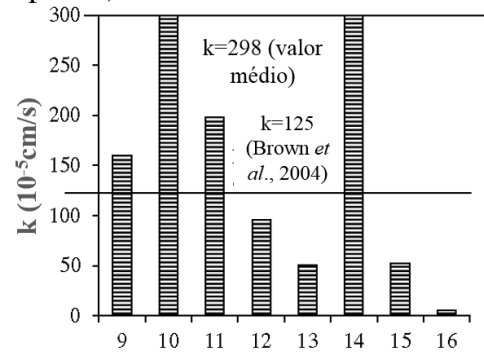
Fonte: Tarefder e Ahmad (2014).

Esses autores trabalharam em cooperação com o Departamento de Transporte do estado norte-americano do Novo México. O objetivo era avaliar diversos trechos de pavimentos e classificar estes, com relação a facilidade de entrada de água no sistema, em duas categorias: bom desempenho e mau desempenho. Os trechos considerados tendo um mau desempenho são trechos onde existem panelas, trincamento por fadiga, isto é, regiões onde o processo de infiltração da água no revestimento é mais observado. Por outro lado, os trechos considerados de bom desempenho, não apresentam panelas, nem trincamento. Oito trechos de cada uma das categorias foram analisados. Além disso, devido a diferença na distribuição dos vazios no topo, no meio e na base, algumas amostras foram cortadas nessas três partes, com o objetivo de verificar o comportamento da permeabilidade com a profundidade. A Figura 23 apresenta os resultados de permeabilidade obtidos em campo e em laboratório para os oito trechos considerados como tendo bom desempenho e para os oito trechos considerados como tendo mau desempenho com relação ao dano por umidade induzida.

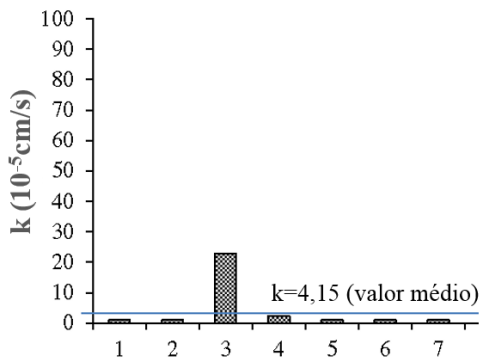
Figura 23 - Resultados de permeabilidade obtidos em campo e em laboratório para as duas categorias de amostras ensaiadas (bom e mau desempenho)



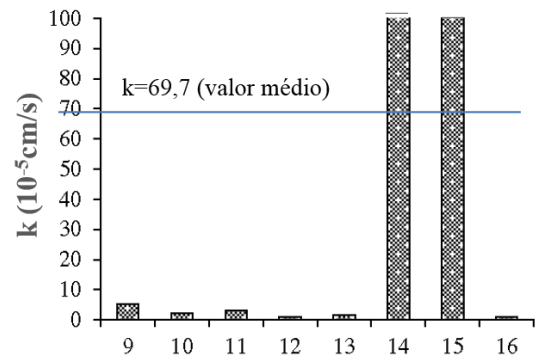
(a) Permeabilidade de campo – revestimento com bom desempenho



(b) Permeabilidade de campo – revestimento com mau desempenho



(c) Permeabilidade de laboratório – revestimento com bom desempenho

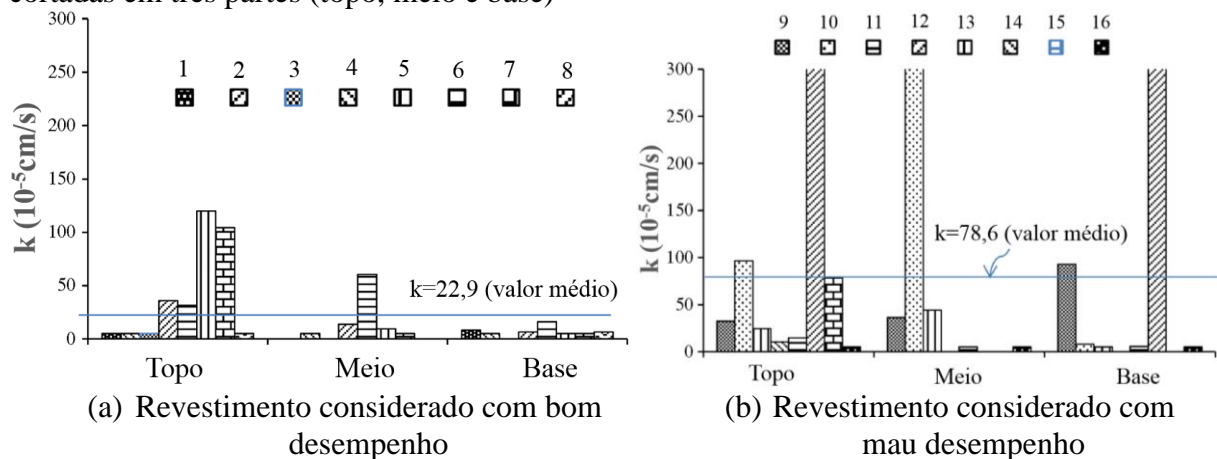


(d) Permeabilidade de laboratório – revestimento com mau desempenho

Fonte: adaptado de Tarefder e Ahmad (2014).

Analisando a Figura 23, observa-se que tanto para os ensaios realizados em campo quanto para os ensaios realizados em laboratório, a permeabilidade é maior, em média, para os revestimentos considerados com mau desempenho. Além disso, verifica-se que algumas amostras ensaiadas em campo apresentaram resultados de permeabilidade superiores ao recomendado como a máxima permeabilidade ($125 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$) em misturas asfálticas (Brown *et al.*, 2004). Os autores afirmam que, em campo, a permeabilidade depende da conectividade dos vazios nas diferentes camadas, bem como da direção do fluxo que não é controlada. Além disso, os resultados de permeabilidade realizados em laboratório são muito baixos (próximos de zero). Dessa forma, os autores comentam que esse fato se deve a diferença que a permeabilidade pode ter com a profundidade, principalmente devido a distribuição dos vazios. Tal fato faz com que a permeabilidade média da camada de revestimento seja considerada baixa (próximo de zero, como pode ser observado na Figura 23c). Para avaliar esse comportamento, as amostras foram cortadas em três partes (topo, meio e base). A Figura 24 apresenta os resultados de permeabilidade obtidos em laboratório para cada parte (topo, meio e base) avaliada.

Figura 24 - Resultados do ensaio de permeabilidade realizado em laboratório para amostras cortadas em três partes (topo, meio e base)



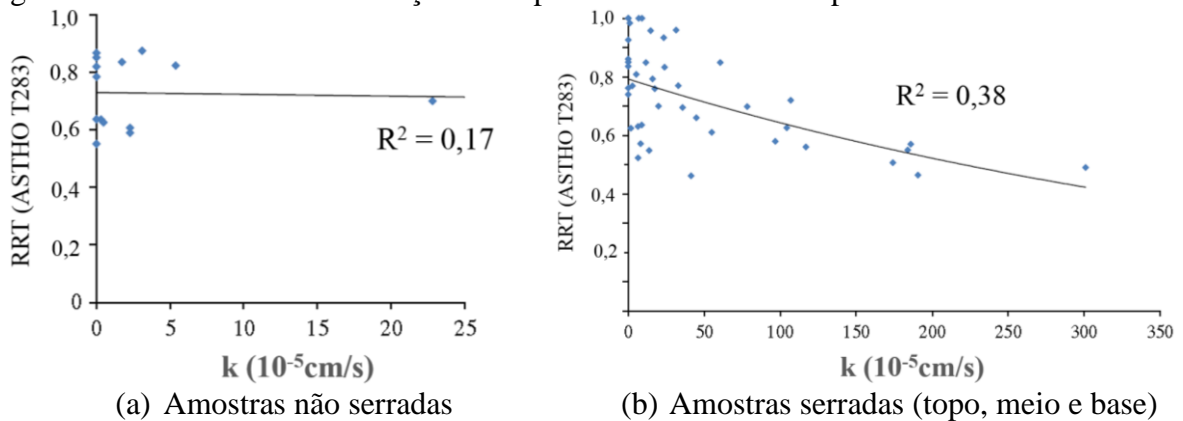
Fonte: adaptado de Tarefder e Ahmad (2014).

Observando os resultados apresentados na Figura 24, verifica-se que para as amostras consideradas como tendo bom desempenho, a permeabilidade média no topo foi de $39 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$, no meio a permeabilidade média foi de $18,8 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$, por fim a permeabilidade média na base foi de $7,4 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$. Já para as amostras classificadas como tendo mau desempenho, a permeabilidade média no topo, no meio e na base foi, respectivamente, igual a $72,8 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$; $97,3 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ e $70,6 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$. Dessa forma, para amostras consideradas com

mau desempenho, a permeabilidade nas três partes é, em média, quatro vezes maior se comparada a permeabilidade das amostras consideradas com bom desempenho. Segundo os autores, revestimentos com permeabilidade zero ou muito elevada no topo (por exemplo, acima de $125 \times 10^{-5} \text{cm/s}$, caso de misturas asfálticas do tipo CPA) apresentam menor dano provocado pela água. Por outro lado, revestimentos que apresentam permeabilidade semelhante nas três partes (topo, meio e base), como é o caso das amostras classificadas como tendo mau desempenho, o dano por umidade induzida pode ser maior, pois a água tem maior facilidade de se manter dentro da camada.

Tarefder e Ahmad (2014) também avaliaram a relação entre a permeabilidade e o dano por umidade induzida em amostras serradas e não serradas. O parâmetro de dano utilizado foi a Relação de Resistência a Tração (RRT). Esse parâmetro é obtido pela razão entre a resistência a tração da amostra condicionada em relação àquela obtida para a amostra não condicionada. Os resultados dessa correlação são apresentados na Figura 25.

Figura 25 - Resultados da correlação entre permeabilidade e dano por umidade induzida



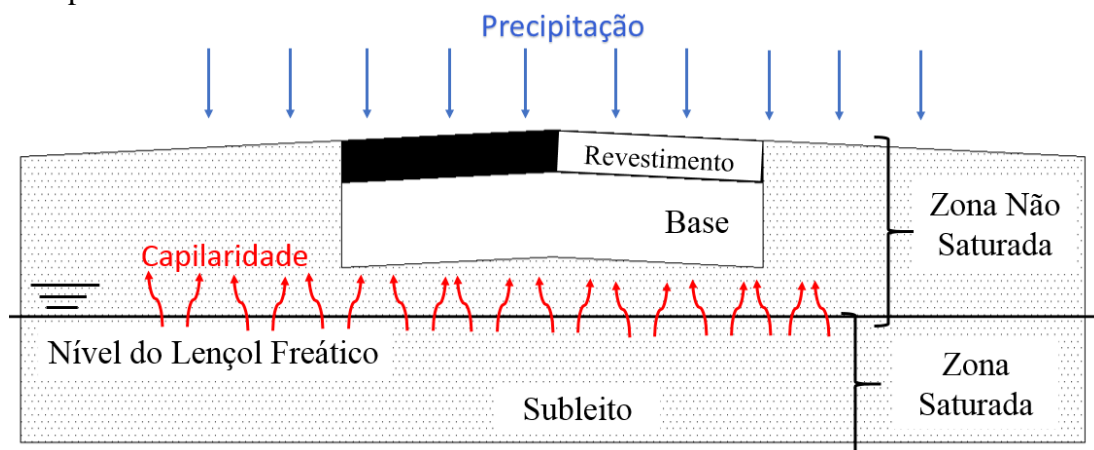
Fonte: adaptado de Tarefder e Ahmad (2014).

Analisando a Figura 25, verifica-se que a correlação entre os valores é maior para as amostras serradas. Segundo os autores, para amostras não serradas não existe correlação entre permeabilidade e dano, como pode-se observar na Figura 24a. Já para as amostras serradas, à medida que a permeabilidade aumenta, o RRT diminui. Para valores de permeabilidade próximos de zero, o parâmetro RRT é aproximadamente 0,8 (Figura 25b).

2.7 Estado Não Saturado do Pavimento

A permeabilidade é função do estado de saturação da amostra (Fredlund e Rahardjo, 1993; Freeze e Cherry, 1979). Os métodos experimentais para a avaliação da permeabilidade apresentados anteriormente assumem que a amostra encontra-se saturada, entretanto, não há controle do grau de saturação durante a realização do ensaio. Na maioria dos estudos experimentais, o valor do k é obtido quando o operador do ensaio considera que o tempo necessário para que uma certa coluna de água que percola pela amostra tenha estabilizado. Neste instante, considera-se que a amostra está saturada. Dessa forma, não é possível saber como se comporta a permeabilidade do material até o momento em que amostra, teoricamente, encontra-se totalmente saturada. De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993), o estado saturado é uma particularidade do estado não saturado. Para estruturas rodoviárias, por exemplo, quando um evento como a chuva afeta o sistema, o mesmo tende a aumentar o estado de saturação podendo até atingir o estado completamente saturado. Dessa forma, na maioria das vezes, o pavimento encontra-se no estado não saturado, isto é, com os vazios parcialmente preenchidos com água. A Figura 26 apresenta um esquema de um sistema hipotético de um pavimento asfáltico, onde é possível verificar as regiões onde os comportamentos não saturado e saturado são observados geralmente.

Figura 26 - Ilustração das regiões onde as zonas saturadas e não saturadas em um pavimento asfáltico podem ser observadas



Fonte: Próprio autor.

Na estrutura do pavimento, a região não saturada é localizada acima da linha do lençol freático (Figura 26). Nessa região não saturada, a quantidade de água existente nos vazios e a permeabilidade é função das pressões negativas d'água, isto é, da sucção do material. Dessa

forma, para compreender o comportamento não saturado do material poroso no estado não saturado sujeito às modificações no grau de saturação com o tempo, é necessário determinar a sucção do material a cada mudança no estado de saturação. Vale ressaltar que, a lei de Darcy pode ser generalizada para um comportamento não saturado. Nesse caso, o k é função do grau de saturação do material poroso ou da sucção do mesmo, como será abordado adiante. Dessa forma, a lei de Darcy apresentada na Equação 1 pode ser reescrita de acordo com a Equação 12.

$$v = -k(\psi \text{ ou } \theta) \times \frac{\partial h}{\partial y} \quad (12)$$

Onde:

v = velocidade de fluxo (m/s);

ψ = pressão negativa d'água ou sucção (kPa);

θ = umidade volumétrica, relação entre o volume de água e o volume total (m^3/m^3).

Em solos, o comportamento não saturado já é bastante estudado (Fredlund e Rahardjo, 1993; Brooks e Corey, 1964; Van Genuchten, 1980; Ning Lu e Likos, 2004). Dessa forma, a revisão bibliográfica que será apresentada a seguir foi basicamente desenvolvida a partir de estudos experimentais realizados em solos. No entanto, para misturas asfálticas já existem alguns estudos, como será abordado adiante.

2.7.1 Sucção

No estado não saturado, a pressão d'água em um determinado ponto é negativa. Essa pressão negativa é conhecida como sucção. A sucção é definida como um estado de energia livre d'água no solo (Fredlund e Rahardjo, 1993). A sucção é dividida em duas parcelas: a matricial (ψ_m) e a osmótica (ψ_o). A sucção matricial surge do fenômeno da capilaridade como resultado da tensão de superfície da água. Já a sucção osmótica surge com a concentração de sais dissolvidos na água. A soma da parcela matricial com a parcela osmótica é definida como a sucção total (ψ), de acordo com a Equação 13.

$$\psi = \psi_m + \psi_o \quad (13)$$

Onde:

ψ = sucção total (kPa);

$\psi_m = (u_a - u_w)$ = sucção matricial (kPa);

u_a = pressão dos poros de ar (kPa);

u_w = pressão dos poros com água (kPa);

ψ_o = sucção osmótica (kPa).

A sucção pode ser medida em termos de pressão parcial de vapor d'água no solo. De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993), a relação termodinâmica existente entre sucção total (ψ) do solo e pressão parcial de vapor d'água nos poros do solo pode ser determinada de acordo com a Equação 14.

$$\psi = -\frac{R \times T}{v_{w0} \times \omega_v} \times \ln\left(\frac{\bar{u}_v}{\bar{u}_{v0}}\right) \quad (14)$$

Onde:

R= constante universal dos gases [8,31432 J/ (mol K)];

T= temperatura absoluta (K);

v_{w0} = volume específico da água ou o inverso da massa específica da água, isto é, $1/\rho_w$ (m^3/kg);

ω_v = massa molecular da água (18,016kg/kmol);

$\frac{\bar{u}_v}{\bar{u}_{v0}}$ = umidade relativa;

\bar{u}_v = pressão parcial de vapor de água nos poros (kPa);

\bar{u}_{v0} = pressão de saturação de vapor sobre uma superfície pura d'água (kPa).

Se uma temperatura de referência for selecionada, como por exemplo 25°C, a Equação 13 pode ser reescrita de acordo com a Equação 15 apenas como uma relação entre a sucção total e a umidade relativa.

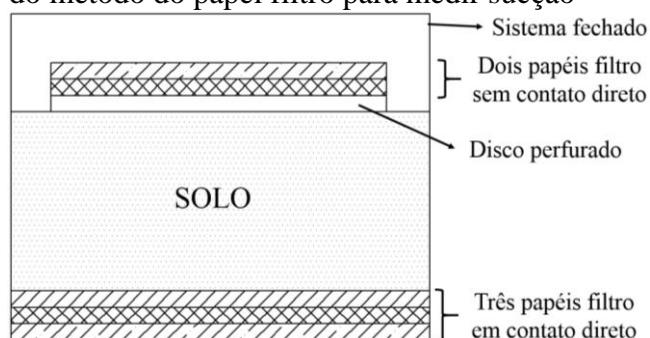
$$\psi = -137.182 \times \ln\left(\frac{\bar{u}_v}{\bar{u}_{v0}}\right) \quad (15)$$

Em solos, a variação da sucção é função da quantidade de água presente no material. A sucção matricial é inversamente proporcional a quantidade de água existente no interior do material. Já a sucção osmótica é insensível a mudanças na quantidade de água. Para determinar a sucção total, ou as componentes matricial e osmótica separadamente, existem diversos

procedimentos experimentais. Na maioria das técnicas mede-se a quantidade de água ou alguma propriedade física sensível à mudança na quantidade de água, como por exemplo a umidade relativa. A seguir, alguns dos métodos utilizados para medir experimentalmente a sucção em solos serão apresentados, entretanto, alguns métodos já foram aplicados em misturas asfálticas, como será abordado adiante.

A norma ASTM D5298-03 padroniza o método do papel filtro. Esse método é uma das formas mais simples para medir tanto a sucção matricial quanto a sucção total em solos. Quando um solo é colocado em contato direto com um material poroso (papel filtro) que possui a capacidade de absorver a água, a mesma irá passar do solo para o material poroso até que o equilíbrio seja alcançado. Nesse método, o papel filtro funciona como uma membrana permeável que envolve o solo. O contato do solo com o papel filtro pode ser direto ou indireto. Quando o papel filtro está diretamente em contato com o solo, teoricamente, a umidade encontrada no equilíbrio corresponde a sucção matricial, pois nessa situação, a transferência da água do solo para o material poroso é feita por capilaridade. Por outro lado, quando o papel filtro não está em contato direto com o solo, a umidade obtida no equilíbrio corresponde a sucção total, pois nesse caso ocorrerá também fluxo de vapor d'água do solo para o papel filtro. A Figura 27 apresenta um esquema dos dois métodos (com contato direto e sem contato com o solo) utilizados no procedimento do papel filtro para obter a sucção.

Figura 27 - Ilustração do método do papel filtro para medir sucção



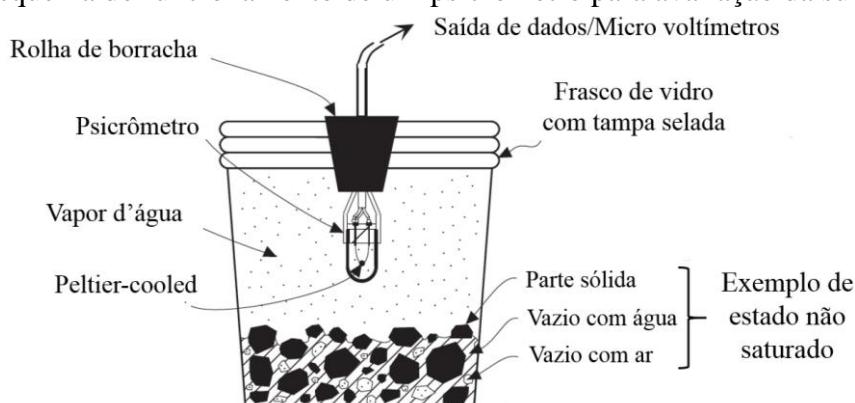
Fonte: Próprio autor.

A partir do que foi exposto anteriormente, o parâmetro medido com o uso da técnica do papel filtro não é diretamente a sucção do solo, sendo necessário obter a curva de calibração do papel filtro utilizado, isto é, a relação entre a sucção e a umidade do papel filtro. O procedimento de calibração do mesmo consiste em permitir que o papel filtro atinja o estado de equilíbrio com uma sucção conhecida. Depois que o equilíbrio é alcançado, o papel filtro é pesado e seco em estufa. A umidade é obtida e relacionada com a sucção gerada. É muito

importante que, após o equilíbrio, o papel filtro seja removido do ambiente de equilíbrio sem perda significativa de umidade. De acordo com Marinho (2005), existem várias curvas de calibração para os principais papéis filtro disponíveis, entretanto, não há consenso sobre qual é o mais adequado. Ainda de acordo com o citado autor, o método do papel filtro pode ser utilizado para medir valores de sucção no intervalo de 0 – 29.000kPa. O tempo de equilíbrio depende do tipo de material avaliado, da quantidade de água e de outros fatores, podendo variar de 2 até 30 dias.

Outro método utilizado para se determinar a sucção é através do uso de psicrômetros. O psicrômetro pode ser utilizado para medir a sucção total através da medida da umidade relativa do ar no interior do solo ou próximo do mesmo. Os psicrômetros nada mais são do que termômetros que medem temperaturas em duas condições do ambiente. Quando um material poroso é deixado seco ao ar, a água é absorvida pelo ar e assim pode-se inferir que a umidade relativa do ar tem relação com a sucção total do material. Se a umidade relativa muda, um novo equilíbrio deve ser atingido com a consequente alteração do teor de umidade do material poroso (Marinho, 2005). Dessa forma, a sucção total pode ser obtida indiretamente a partir da umidade relativa. A conversão de umidade relativa em sucção total é calculada a partir da Equação 14, apresentada anteriormente. A medição da sucção com psicrômetro não é adequada para valores de sucção inferiores a 500kPa. Além disso, os psicrômetros são muito sensíveis a variação de temperatura. Dessa forma, a temperatura deverá ser controlada permanentemente durante a realização do ensaio. A Figura 28 apresenta um esquema do sistema utilizado para medir a sucção em solos através do uso de psicrômetros. Internamente, o psicrômetro funciona como um circuito elétrico. A saída de dados é realizada por meio de um micro voltímetro. Existe uma relação entre a tensão elétrica gerada e a umidade relativa verificada quando o equilíbrio solo/ambiente é alcançado.

Figura 28 - Esquema do funcionamento de um psicrômetro para avaliação da sucção em solo



Fonte: Adaptado de Ning Lu e Likos (2004).

Além dos métodos apresentados anteriormente, a sucção pode ser medida através de tensiômetros. Os tensiômetros podem ser usados para medir a sucção total diretamente (diferentemente dos métodos com o uso do papel filtro e dos psicrômetros). Entretanto, a maior limitação deste método está relacionada à máxima sucção possível de ser medida. Os tensiômetros medem, em geral, sucções de até 90kPa, aproximadamente. Entretanto, já existem tensiômetros de alta capacidade, que podem medir pressões maiores do que 90kPa. A Figura 29 apresenta um exemplo de tensiômetro. Nesse método, os tensiômetros interagem com o solo por meio de uma pedra porosa que interliga solo e tensiômetro. A sucção é obtida diretamente medindo-se a pressão de água do tensiômetro, que por estar em equilíbrio com a água do solo tem a mesma pressão. A partir do uso do tensiômetro, é possível obter leituras de pressão automaticamente por meio de um sensor de pressão elétrico conectado ao mesmo.

Figura 29 - Exemplo de um tensiômetro utilizado para medir a sucção

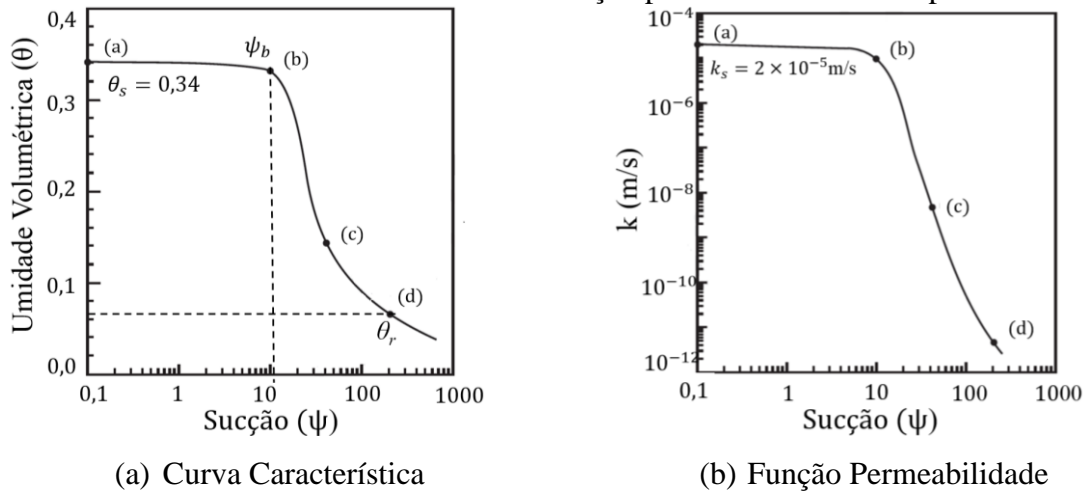


Fonte: Adaptado de Marinho (2005).

2.7.2 Curva Característica e Função Permeabilidade

A relação entre a quantidade de água presente no material e a sucção é fundamental para a caracterização hidráulica do material poroso no estado não saturado (Freeze e Cherry, 1979). A curva característica de um solo representa a relação constitutiva existente entre a quantidade de água presente nos vazios e a sucção do material. Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), o grau de saturação (S), ou a umidade volumétrica (θ), vem sendo comumente descrito como uma função da sucção. De acordo com Freeze e Cherry (1979), o k também pode ser escrito como uma função da quantidade de água existente nos vazios (S ou θ). Esta relação (k versus S ou θ) é conhecida como função permeabilidade. A função permeabilidade pode ser obtida a partir da curva característica do material (isto é, da relação ψ versus S ou θ). A Figura 30a apresenta uma curva característica típica de um solo, enquanto a Figura 30b apresenta a função permeabilidade correspondente para este mesmo solo.

Figura 30 - Curva característica de um solo e a função permeabilidade correspondente



Fonte: Adaptado de Ning Lu e Likos (2004).

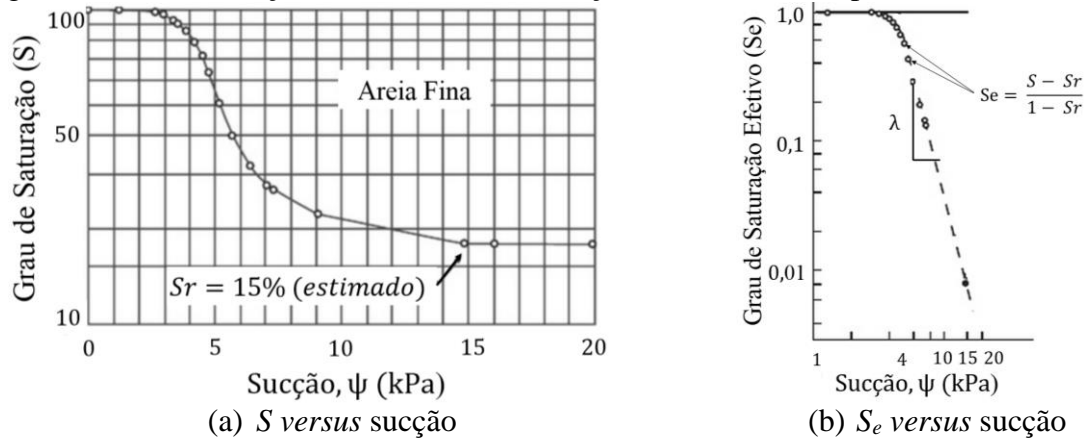
No ponto (a), Figura 30a, o parâmetro θ_s representa o ponto onde todos os vazios do material estão preenchidos com água, isto é, o solo encontra-se saturado. Já na Figura 30b, o ponto (a) representa a permeabilidade saturada (k_s) do solo. Na Figura 30a, do ponto (a) até o ponto (b), a sucção varia de 0,1 até 10kPa. A partir do ponto (b) até o ponto (c) houve um aumento de aproximadamente quatro vezes no valor da sucção com redução de mais de 50% na quantidade de água. O parâmetro ψ_b representa o valor de sucção onde o ar começa a preencher os poros que estavam anteriormente preenchidos com água. Por fim, no ponto (d), o parâmetro θ_r (ou S_r , grau de saturação residual) representa a umidade volumétrica residual, que é definido como a umidade volumétrica (ou o grau de saturação) a partir do qual não se observa mais modificações significantes na sucção. De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993), a função permeabilidade pode ser obtida a partir do uso de modelos empíricos, estatísticos e outros com base nos parâmetros retirados da curva característica do material (ψ_b , θ_r e θ_s).

Obter experimentalmente a curva característica e a função permeabilidade de forma direta demanda tempo e custo. Dessa forma, na literatura encontram-se diversos estudos que propõem modelos matemáticas para representar a curva característica e, conseqüentemente, a função permeabilidade. Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), existem três importantes parâmetros que podem ser identificados a partir da curva característica do solo e utilizados nos modelos matemáticos. Além dos parâmetros ψ_b e θ_r (ou S_r), o índice de distribuição de tamanho dos poros (λ) pode ser visualizado se o grau de saturação é expresso em termos do grau de saturação efetivo (S_e), de acordo com a Equação 16.

$$S_e = \frac{S - S_r}{1 - S_r} \quad (16)$$

Dessa forma, a partir da curva característica do solo, é possível estimar o parâmetro S_r . Com o valor de S_r determinado, a curva S_e versus sucção pode ser obtida. Com essa nova curva, o parâmetro λ pode ser calculado a partir da inclinação da reta, de acordo com o exemplo apresentado na Figura 31 para uma areia fina.

Figura 31 - Determinação do índice de distribuição de tamanhos dos poros (λ)



Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993).

Se a curva característica for obtida em função da umidade volumétrica, o parâmetro Θ , adimensional, pode ser obtido pela normalização dos valores da quantidade volumétrica saturada e residual, θ_s e θ_r , respectivamente. A Equação 17 representa o parâmetro Θ .

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (17)$$

Se a umidade volumétrica residual, θ_r , é igual a zero, então, o parâmetro Θ é igual ao grau de saturação (S), pois o (S) representa a relação entre o volume de água e o V_v . Dessa forma, o grau de saturação efetivo (S_e) pode ser obtido a partir do parâmetro Θ . Nesse contexto, baseado nesses novos parâmetros (S_e e Θ), alguns modelos matemáticos foram desenvolvidos para se obter a curva característica do solo e, conseqüentemente, a função permeabilidade.

Baseados em observações experimentais de medidas de sucção e umidade, Brooks e Corey (1964) propuseram um modelo que relaciona os parâmetros já apresentados (S_e ou Θ , e ψ_b), e incorpora o parâmetro que representa a distribuição dos poros (p). O modelo é apresentado pela Equação 18.

$$\theta = S_e = \begin{cases} 1 & \text{se } \psi < \psi_b \\ \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^p & \text{se } \psi \geq \psi_b \end{cases} \quad (18)$$

Como a permeabilidade é função do estado de saturação do material, Brooks e Corey (1964) utilizaram a curva característica do material para determinar a função permeabilidade. O modelo empírico para a função permeabilidade proposta por Brooks e Corey (1964) é baseado em uma série de observações experimentais de resultados de permeabilidade em solos. A Equação 19 apresenta o modelo da função permeabilidade desenvolvido por esses autores.

$$k(\psi) = \begin{cases} k_s & \text{se } \psi \leq \psi_b \\ k_s \times \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^p & \text{se } \psi > \psi_b \end{cases} \quad (19)$$

Onde:

$$p = 2 + 3\lambda;$$

λ = índice de distribuição de tamanho dos poros.

À medida que o valor de λ aumenta, as curvas onde a drenagem é relativamente rápida surgem. Fisicamente, valores elevados de λ correspondem a solos com distribuição de vazios relativamente uniforme. Esse modelo proposto por Brooks e Corey (1964) é mais apropriado para solos com graduação graúda, onde a drenagem ocorre em uma faixa relativamente pequena de sucção. Tal limitação está relacionada com o fato de que os dados experimentais foram desenvolvidos para materiais com valores de sucção abaixo de 20kPa.

Van Genuchten (1980) também desenvolveu um modelo matemático para determinar a curva característica de solos. O modelo desenvolvido por este autor é apresentado na Equação 20. Enquanto a Equação 21 apresenta o modelo para determinar a função permeabilidade.

$$\theta = S_e = \left[\frac{1}{1 + (\alpha \times \psi)^n} \right]^m \quad (20)$$

$$k = k_s \times \left(\sqrt{S_e} \times \left[1 - (1 - S_e^{1/m})^m \right]^2 \right) \quad (21)$$

Onde:

α , m e n = parâmetros de ajuste da curva.

O modelo proposto por Van Genuchten (1980) engloba uma maior faixa de valores de sucção, diferentemente do modelo proposto por Brooks e Corey (1964). A função permeabilidade pode ser obtida diretamente a partir da curva característica do solo se a permeabilidade saturada é conhecida.

2.7.3 Medida de Sucção em Misturas Asfálticas

Para a camada de revestimento de um pavimento asfáltico, tanto o comportamento saturado quanto o comportamento não saturado é, na maioria das vezes, desprezado, pois acredita-se que essa camada do pavimento seja impermeável. Entretanto, revestimentos asfálticos, assim como solos, são materiais porosos que possuem vazios que podem armazenar e transportar água. Dessa forma, o comportamento não saturado também é observado em revestimentos asfálticos. A maior parte dos estudos já desenvolvidos para materiais granulares pode ajudar a compreender o comportamento hidráulico de misturas asfálticas quando os poros encontram-se parcialmente preenchidos com água. Kassem (2005) utilizou os conhecimentos já desenvolvidos sobre métodos para obter a sucção em solos e determinou experimentalmente a curva característica de diferentes misturas asfálticas, isto é, a relação entre a quantidade de água e a sucção. Segundo Kassem (2005), em misturas asfálticas, a sucção é função de diversos fatores que influenciam a presença de umidade no interior da mistura, tais como: a distribuição de vazios, a granulometria dos agregados, a energia de coesão do próprio filme de CAP e a energia de adesão existente entre os agregados e o CAP.

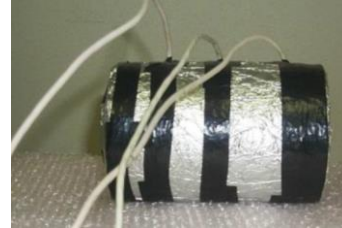
Dessa forma, o citado autor determinou experimentalmente a curva característica de algumas misturas asfálticas utilizando um psicrômetro para medir a sucção total. Para determinar a sucção foi utilizado um procedimento onde a amostra, inicialmente saturada, perde água parcialmente com o tempo. Para saturar as amostras, foi aplicado vácuo durante 20min, em seguida, a amostra foi mantida submersa em água por 2 horas. Depois de saturadas, as amostras foram colocadas dentro de uma sala com controle de temperatura (25°C) e a cada período de tempo (estágios) as amostras foram retiradas para que fosse possível determinar a umidade e a sucção. Foram determinados 5 estágios (I-60min, II-75min, III-180min, IV-300min e V-480min). Após cada estágio, os psicrômetros foram inseridos nas amostras e as mesmas foram envolvidas com plástico e papel alumínio para ajudar a manter a temperatura e a

quantidade de água no interior da mesma. A umidade após cada estágio é obtida através da diferença entre o peso da amostra seca e o peso da amostra após um determinado estágio. A Figura 32 apresenta um exemplo dos procedimentos realizados por Kassem (2005).

Figura 32 - Método utilizado por Kassem (2005) para obter a sucção de misturas asfálticas



(a) Três psicômetros inseridos na amostra



(b) Amostra envolvida com papel alumínio



(c) Amostra dentro de um sistema com controle de temperatura



(d) Psicômetros conectados ao sistema que registra os dados

Fonte: Kassem (2005)

Após o processo de saturação, três psicômetros são inseridos na amostra (Figura 32a). Em seguida, a amostra é envolvida com um plástico (Figura 32a) e em papel alumínio (Figura 32b) com o objetivo de evitar a saída d'água do interior da mesma. A amostra é então colocada dentro de um sistema fechado (Figura 32c) para manter a temperatura constante durante todo o ensaio. Os psicômetros são ligados a um sistema que registra os dados (Figura 32d). Para cada estágio, a sucção total é registrada por um período de 1.500 minutos. Esse período é suficiente para que o valor da sucção total se estabilize.

Foram avaliadas misturas asfálticas com agregados do tipo granítico e agregados do tipo calcário com diferentes granulometrias (graduação graúda e graduação miúda). Segundo o autor, experiências de campo mostraram que misturas asfálticas com agregado do tipo granítico apresentam menor resistência ao dano por umidade se comparadas a misturas com agregado do tipo calcário. Todas as amostras apresentavam V_v de aproximadamente 7%. Como o tamanho e a distribuição dos vazios podem afetar a sucção, por meio de tomografia computadorizada e análise de imagens foram determinados o tamanho e a distribuição dos vazios nas mesmas. O diâmetro de uma amostra foi dividido em três partes concêntrica (central, intermediária e externa). A Tabela 5 apresenta o valor médio do tamanho dos vazios para cada

uma das três partes avaliadas para as amostras com agregados do tipo granítico e para amostras com agregados do tipo calcário. Na identificação de cada mistura, a letra (*F*) indica mistura com granulometria fina, onde a curva granulométrica passa acima da zona de restrição. A letra (*C*) indica mistura com granulometria graúda, onde a curva granulométrica passa abaixo da zona de restrição. A sigla (*F/C*) indica mistura onde a curva granulométrica passa no meio da zona de restrição.

Tabela 5 - Tamanho médio dos vazios nas regiões central, intermediária e externa

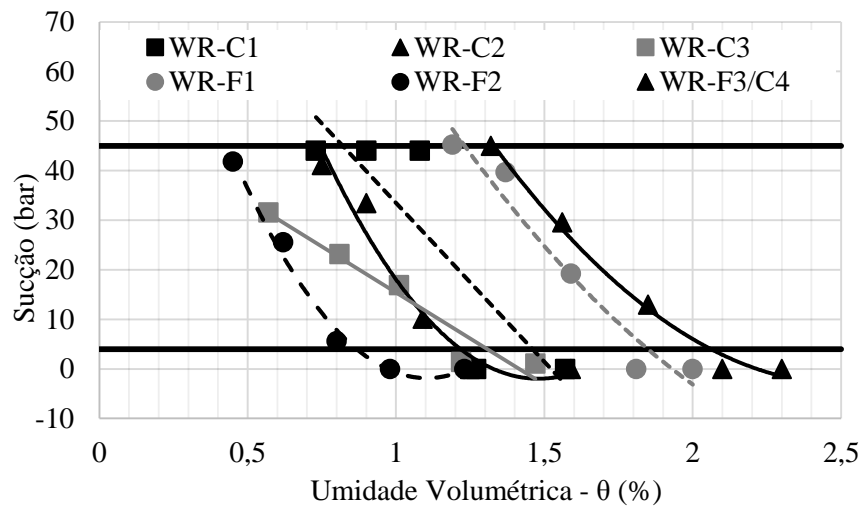
Amostras	Diâmetro (mm)			
	Central	Intermediária	Externa	
Granito	GA-C1	0,804	1,283	2,048
	GA-C2	0,673	1,094	1,778
	GA-C3	0,581	0,918	1,450
	GA-F1	0,456	0,706	1,091
	GA-F2	0,421	0,665	1,051
	GA-F3/C4	0,531	0,850	1,359
Calcário	WR-C1	0,602	0,957	1,522
	WR-C2	0,554	0,890	1,429
	WR-C3	0,488	0,780	1,246
	WR-F1	0,425	0,655	1,009
	WR-F2	0,387	0,609	0,958
	WR-F3/C4	0,473	0,756	1,207

Fonte: Adaptado de Kassem (2005).

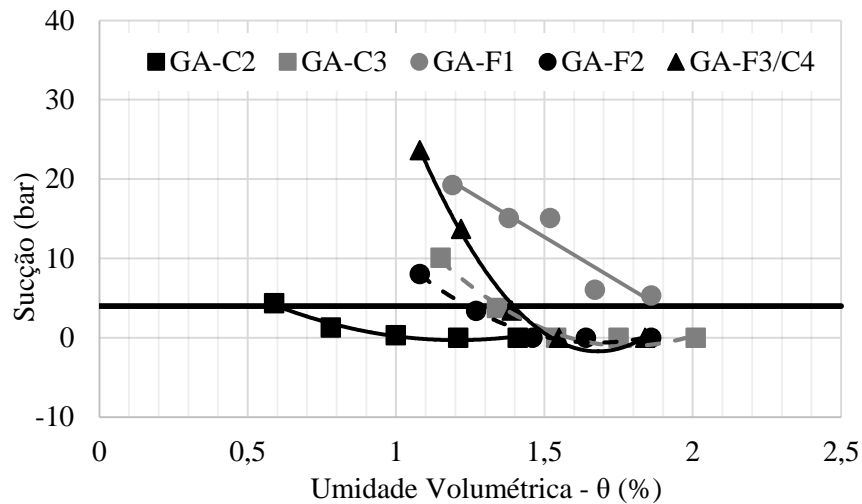
Analisando a Tabela 5, observa-se que o tamanho médio dos vazios aumenta à medida que amostras distantes do centro são avaliadas. Além disso, verifica-se que as misturas com agregados do tipo granito apresentam maiores (aproximadamente 20%) valores com relação ao tamanho dos vazios para a mesma graduação correspondente.

As curvas características das misturas asfálticas avaliadas por Kassem (2005) para as misturas com os dois tipos de agregados utilizados são apresentados na Figura 33. Os limites de sucção (4,68pF e 3,67pF) indicam a faixa de valores que podem ser medidos pelo equipamento.

Figura 33 - Curva característica das misturas asfálticas avaliadas por Kassem (2005)



(a) Misturas asfálticas com agregado do tipo calcário



(b) Misturas asfálticas com agregado do tipo granítico

Fonte: Adaptado de Kassem (2005).

Valores de sucção abaixo do limite mínimo ($3,67pF$) foram considerados como tendo sucção igual a zero. Além disso, durante a realização do ensaio, uma amostra (GA-C1) foi danificada, então, os resultados não serão apresentados para essa amostra. No geral, observa-se que os valores de sucção das amostras com agregado do tipo calcário são maiores do que os valores de sucção encontrados para as amostras com agregado do tipo granítico. Esse fato pode ser explicado pelo tamanho dos vazios, pois as misturas com agregado do tipo calcário apresentam, em média, tamanho de vazios 20% menor que o tamanho dos vazios das misturas asfálticas com agregado do tipo calcário. Quanto menor o tamanho dos vazios, maior superfície de contato para que o fenômeno da capilaridade ocorra, consequentemente, maiores valores de

sucção. Dessa forma, misturas com maior tamanho de vazios (graníticas) geraram valores de sucção menores, como era esperado.

2.8 Fluxo d'água

O fluxo d'água em um meio poroso pode ser definido em termos de gradiente hidráulico de pressão. O fluxo ocorrerá de um ponto com maior gradiente hidráulico de pressão até um outro ponto com menor gradiente, independente do estado de saturação do material (Fredlund e Rahardjo, 1993). De acordo com Freeze e Cherry (1979), o gradiente hidráulico de pressão de um ponto d'água no interior de um meio poroso é composto por três componentes de energia: gravitacional, hidráulica e cinética. Essa energia pode ser definida como a força necessária para conduzir uma massa de fluido de um ponto para outro. Nesse contexto, o gradiente hidráulico (ou carga total) em um determinado ponto em um meio poroso pode ser definido de acordo com a Equação 22.

$$h = z + \frac{u_w}{\rho_w \times g} + \frac{v_w^2}{2 \times g} \quad (22)$$

Onde:

h = carga total (m);

z = elevação do ponto com relação a uma referência topográfica (m);

u_w = pressão d'água no ponto (kPa);

ρ_w = densidade da água;

g = gravidade (9,81m/s²);

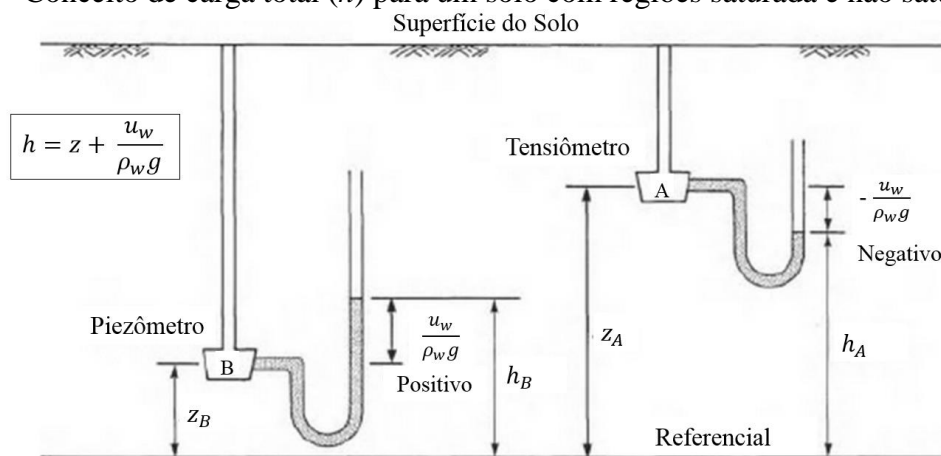
v_w = velocidade da água (m/s).

Na maior parte dos casos, a componente da h referente a energia cinética pode ser desprezada se comparada aos componentes relacionados a força da gravidade e da pressão d'água no ponto, pois considera-se o fluxo como laminar, isto é, em baixa velocidade. Dessa forma, a Equação 22 pode ser reescrita de forma simplificada de acordo com a Equação 23.

$$h = z + \frac{u_w}{\rho_w \times g} \quad (23)$$

De acordo com Ning Lu e Likos (2004), a maior diferença entre a carga total para um solo no estado saturado e no estado não saturado é a pressão d'água (u_w). No estado saturado, a pressão d'água é positiva, já no estado não saturado a pressão d'água é negativa. Além disso, a pressão d'água no solo não saturado tende a aumentar com o aumento do grau de saturação do material. Dispositivos como piezômetros e tensiômetros podem ser utilizados para medir a pressão d'água *in situ*. A Figura 34 ilustra o conceito de carga total para um solo com regiões saturadas e não saturadas.

Figura 34 - Conceito de carga total (h) para um solo com regiões saturada e não saturada



Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993).

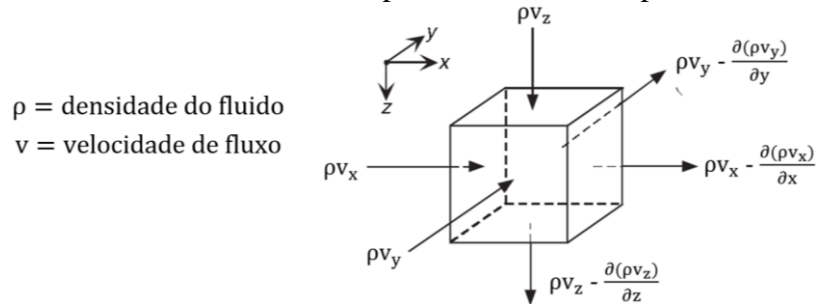
Na Figura 34, o nível d'água nos dispositivos de medida (piezômetro e tensiômetro) irá subir ou cair com relação ao ponto de elevação (z) dependendo da pressão d'água no ponto considerado. Piezômetros podem medir pressão d'água positiva, enquanto tensiômetros podem medir pressão d'água negativa. O ponto B encontra-se em uma região saturada, pois a pressão d'água é positiva, enquanto o ponto A encontra-se em uma região não saturada, pois a pressão d'água é negativa. Nesse contexto, a água irá fluir do ponto A até o ponto B, pois o ponto A apresenta maior carga total (isto é, $h_A > h_B$) se comparado ao ponto B.

2.9 Equações de Fluxo

Os problemas envolvendo fluxo podem ser divididos em duas categorias: fluxo estacionário e fluxo transiente. No fluxo estacionário, a carga total e o (k) são constantes em qualquer ponto do meio poroso em qualquer tempo. Já para fluxos transientes, a carga total (e provavelmente o (k)) muda com tempo. A junção da lei da conservação de massa de um fluido

quando percola por um meio poroso e da lei de Darcy tem como resultado as equações diferenciais parciais do fluxo (Freeze e Cherry, 1979). Considere um elemento poroso como o apresentado na Figura 35. A lei da conservação da massa, tanto para fluxo estacionário quanto para o fluxo transiente, em um meio poroso requer que a taxa de fluxo do fluido, que entra no elemento do volume de controle, seja igual a taxa de fluxo que sai do mesmo elemento.

Figura 35 - Elemento de volume de controle para fluxo em meio poroso



Fonte: Adaptado de Freeze e Cherry (1979).

Se o fluido é incompressível, a densidade será a mesma nas direções x, y e z. Dessa forma, para um fluxo no regime estacionário, a representação matemática da lei da conservação da massa pode ser representada de acordo com a Equação 24.

$$-\frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{\partial v_y}{\partial y} - \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (24)$$

Onde:

v_x , v_y e v_z = velocidades nas direções x, y e z, respectivamente (m/s).

Substituindo as velocidades nas direções x, y e z pela velocidade obtida por meio da aplicação da lei de Darcy (Equação 1) para um fluxo em meio saturado, a Equação 24, para o fluxo estacionário em um material poroso saturado e isotrópico (isto é, $k_x = k_y = k_z$), pode ser escrita de acordo com a Equação 25. A solução da Equação 25 é uma função $h(x, y, z)$ que fornece o valor de h em qualquer ponto de um meio poroso.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (25)$$

2.9.1 Fluxo Transiente

A equação que governa o fluxo transiente em um meio poroso também surge a partir do princípio da conservação da massa. Entretanto, nessa situação, a quantidade de água que passa por um volume de controle varia com o tempo. De acordo com Freeze e Cherry (1979), a Equação 26 governa o fluxo transiente d'água dentro de um solo tanto para o estado saturado quanto para o estado não saturado.

$$-\rho \times \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) = \frac{\partial(\rho\theta)}{\partial t} \quad (26)$$

Onde:

ρ = densidade da água;

v_x , v_y e v_z = velocidades nas direções x, y e z, respectivamente (m/s);

θ = umidade volumétrica (m^3/m^3);

t = tempo (s).

Para um solo no estado não saturado, o k é função da sucção ($k(\psi)$). Dessa forma, o lado direito da equação geral do fluxo transiente (Equação 26) pode ser escrito em função da sucção de acordo com a relação apresentada na Equação 27.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} \times \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (27)$$

Na Equação 27, a relação ($\partial\theta/\partial\psi$) pode ser obtida a partir da curva característica do material poroso. Essa relação equivale a declividade verificada na curva característica. Essa declividade é referenciada como a capacidade de umidade específica (C). Como a curva característica é não linear, é necessário descrever o parâmetro (C) como função da sucção ($C(\psi) = \partial\theta/\partial\psi$). O parâmetro (C) pode ser obtido diretamente a partir da curva característica do solo, pois este representa a declividade da curva (θ) versus (ψ). Dessa forma, substituindo a Equação 12 (lei de Darcy generalizada para o comportamento não saturado) na Equação 26 (equação geral do fluxo transiente), tem-se a Equação 28 que governa o fluxo transiente em um meio poroso não saturado e isotrópico.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k(\psi) \times \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k(\psi) \times \frac{\partial \psi}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k(\psi) \times \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right] = C(\psi) \times \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (28)$$

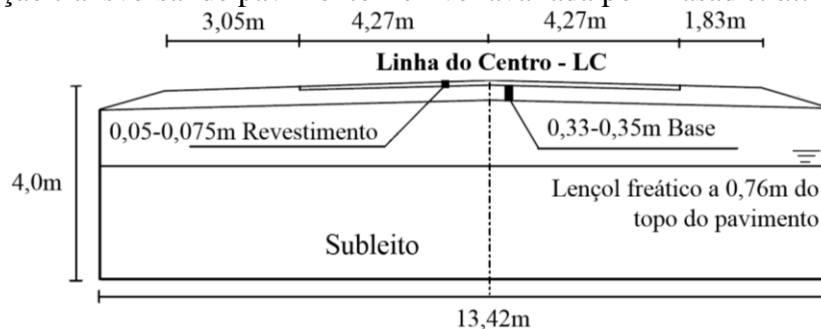
A solução da Equação 28 descreve a pressão d'água em qualquer ponto do meio poroso. Essa solução pode ser transformada em carga total utilizando a relação: $h = \psi + z$. Dessa forma, é fundamental conhecer a curva característica do material para que seja possível obter a solução analítica da Equação 28.

2.10 Permeabilidade como *Input* para a Análise de Fluxo em Misturas Asfálticas

Entender como ocorre o fluxo d'água no interior de um material poroso é fundamental, pois o padrão de fluxo pode ajudar a prever o comportamento do mesmo quando sujeito à presença de água. Dessa forma, existem na literatura internacional alguns estudos que tentam simular o fluxo d'água em pavimentos asfálticos (Masad *et al.*, 2002; Al Omari, 2004; Kutay *et al.*, 2007). Na literatura nacional, existem trabalhos que avaliaram o comportamento do fluxo d'água em barragens com núcleo de misturas asfálticas (Falcão, 2007; Guimarães, 2012). Falcão (2007) utilizou o programa SEEP/W para simular o comportamento do fluxo em uma barragem com espessura de núcleo de 1,0m de CA com 5,5% de teor de CAP e Vv médio de 2,0%. Os resultados demonstraram que a barragem com núcleo de CA apresenta valores de vazão da mesma ordem de grandeza se comparada a mesma barragem com núcleo de solo com largura da base do núcleo maior do que 100m.

Em pavimentos asfálticos, Masad *et al.* (2002) utilizaram o programa SEEP/W para verificar o fluxo d'água em uma seção transversal hipotética composta por revestimento, base e subleito. Nesse programa gerou-se uma malha de elementos finitos para se obter uma solução numérica. A malha incluía 11.422 elementos quadriláteros e triangulares. A seção do pavimento analisada por esses autores é apresentada na Figura 36.

Figura 36 - Seção transversal de pavimento flexível avaliada por Masad *et al.* (2002)



Fonte: adaptado de Masad *et al.* (2002).

A camada de base e o subleito foram considerados saturados, com os coeficientes de permeabilidade admitidos como constantes ($k_{base} = 1,54 \times 10^{-6} \text{m/s}$ e $k_{subleito} = 2,75 \times 10^{-8} \text{m/s}$). A camada de revestimento foi dividida em quatro subcamadas de 10,4mm cada, pois a permeabilidade do revestimento asfáltico depende da distribuição dos vazios no interior do material. Para cada subcamada de 10,4mm foi admitido um V_v diferente, e o k foi calculado de acordo com a Equação 29. $0,010^{-00}$

$$k = \frac{V_v^m}{c \times S_{agg}^t} \times \frac{\gamma}{\mu} \quad (29)$$

Onde:

γ = peso específico do fluido ($9,79 \text{kN/m}^3$ para a água a 20°C);

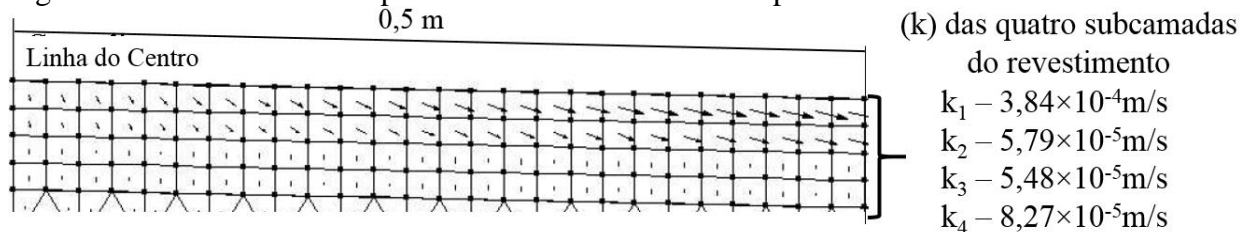
μ = viscosidade do fluido (10^{-3}kg/m.s para a água);

S_{agg} = representa a área de superfície específica dos agregados, assumindo que as partículas são cúbicas (l/m);

c , m e t = valores obtidos na calibração do modelo.

A partir da distribuição interna dos vazios, obtida por meio de tomografia computadorizada, foi possível determinar o V_v médio a cada 10,4mm iniciando a partir do topo do revestimento. A Figura 37 apresenta o padrão de vetores obtidos no citado estudo, quando a seção hipotética é modelada simulando um evento de chuva. A precipitação pluviométrica utilizada foi obtida a partir de medidas reais.

Figura 37 - Vetores de fluxo próximo da linha de centro do pavimento

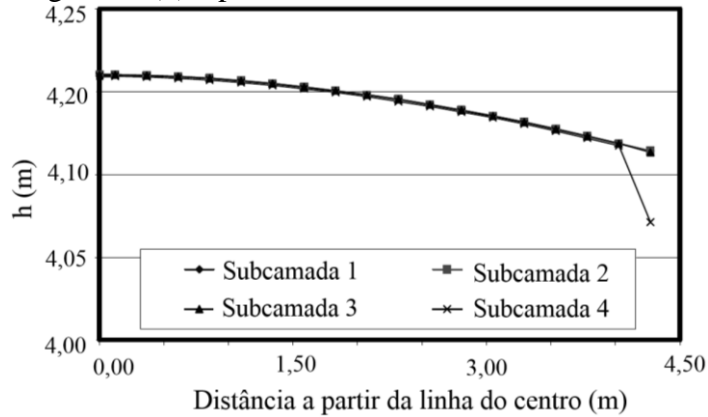


Fonte: adaptado de Masad *et al.* (2002).

Cada subcamada do revestimento apresenta um coeficiente de permeabilidade (k) diferente que foi obtido a partir da Equação 29. Analisando a Figura 37, verifica-se que o fluxo horizontal é predominante nas duas subcamadas iniciais. O k da primeira subcamada é aproximadamente seis vezes maior do que o k das outras subcamadas (Figura 36). Dessa forma,

o fluxo horizontal foi observado, principalmente, na subcamada com maior k , no topo do revestimento. Na Figura 38 verifica-se a variação dos valores de h a partir da linha do centro para cada uma das quatro subcamadas nas quais o revestimento foi dividido.

Figura 38 - Variação da carga total (h) a partir da linha do centro



Fonte: adaptado de Masad *et al.* (2002).

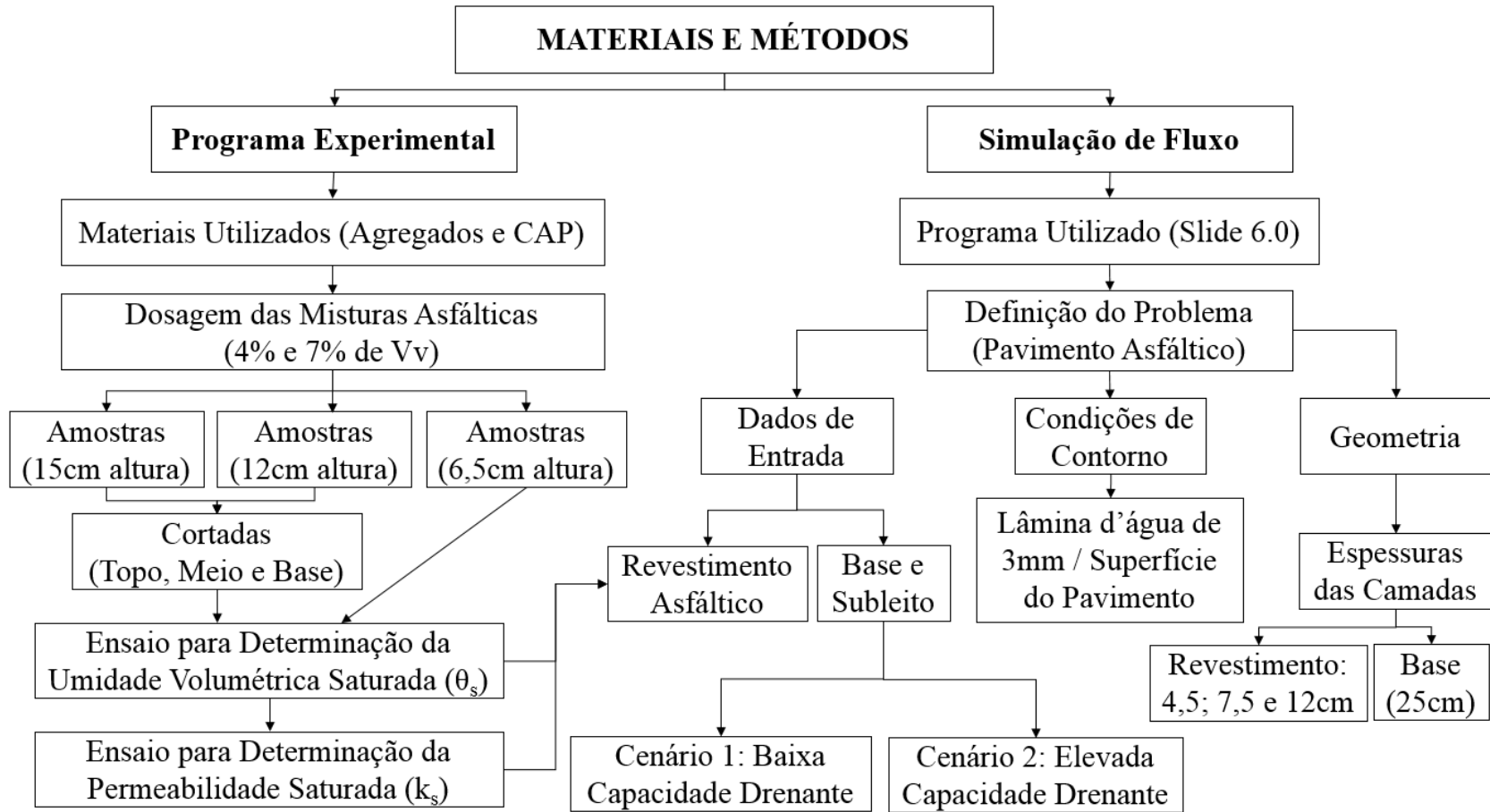
Em geral, como já abordado anteriormente, para que o fluxo ocorra de um local para outro, é necessário que exista uma diferença positiva entre os valores de h referente a estes dois pontos. Dessa forma, observando a Figura 38, verifica-se que para as quatro subcamadas do revestimento avaliadas não há diferença entre a carga total. Entretanto, existe uma pequena diferença (0,1%) entre a carga total a partir da linha do centro até o fim do revestimento, indicando que a água, primeiramente, flui horizontalmente a partir do centro até a lateral.

Diante dos resultados observados por Masad *et al.* (2002), verifica-se que o padrão de fluxo no revestimento está diretamente relacionado com a distribuição da permeabilidade na profundidade do revestimento. Como a permeabilidade é diretamente influenciada pela distribuição dos vazios interconectados, espera-se que quanto maior for a quantidade deles, maior seja também a permeabilidade da camada.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentados os materiais e métodos utilizados para se alcançar os objetivos propostos. Em geral, o presente trabalho pode ser dividido em duas etapas. A primeira etapa engloba a parte feita em laboratório (experimental). Nessa etapa, serão apresentados os materiais utilizados (agregados e Cimento Asfáltico de Petróleo - CAP), a dosagem das misturas asfálticas (Concreto Asfáltico – CA), bem como a preparação das amostras e a realização dos ensaios de permeabilidade a partir de amostras saturadas. A segunda etapa do trabalho refere-se a simulação de fluxo d'água em uma seção hipotética de pavimento asfáltico. Dessa forma, o programa utilizado para realizar a análise e a definição do problema (geometria, condições de contorno e dados de entrada) que será avaliado serão apresentados nesta segunda etapa. Entretanto, as duas etapas são complementares, pois os dados obtidos experimentalmente nos ensaios de permeabilidade das misturas asfáltica foram utilizados como dados de entrada na simulação de fluxo d'água na camada de revestimento asfáltico. As propriedades hidráulicas (curva característica e função permeabilidade) utilizadas na simulação de fluxo para a camada de base e para o subleito foram obtidos a partir de estudos encontrados na literatura. A Figura 39 apresenta um fluxograma com o panorama completo das atividades que serão apresentadas neste capítulo. Em seguida, cada uma das atividades apresentadas na Figura 39 serão detalhadas.

Figura 39 - Fluxograma das atividades que foram realizadas no presente trabalho



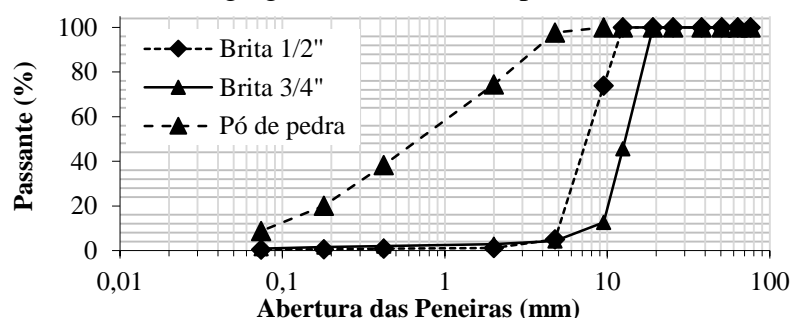
Fonte: Próprio autor.

3.1 Programa Experimental

3.1.1 Materiais Utilizados - Agregados e Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)

Os agregados utilizados neste trabalho são de origem granítica, provenientes da pedreira MFT, situada a aproximadamente 30km da cidade de Fortaleza/CE. As misturas asfálticas serão compostas por britas de $\frac{3}{4}$ " e de $\frac{1}{2}$ ", como agregado graúdo, e por pó de pedra como agregado miúdo. A Figura 40 apresenta as curvas granulométricas dos agregados graúdos e miúdos utilizados na pesquisa. Além disso, O CAP a ser utilizado nesta pesquisa foi classificado por penetração como CAP 50/70 e foi produzido na Lubrificantes e Derivados de Petróleo do Nordeste - Lubnor (Petrobras). A Figura 41 apresenta as características (viscosidade, penetração, ponto de amolecimento e outros) do CAP utilizado.

Figura 40 - Granulometrias dos agregados utilizados no presente estudo



Fonte: Próprio autor.

Figura 41 - Características do CAP utilizado

Característica	Método	Especificação	Resultado	Unidade
PENETRACAO	D 5	50 a 70	64	0,1 mm
PONTO DE AMOLECIMENTO	D 36	46 min	47,3	grau C
VISCOSIDADE SAYBOLT FUROL A 135 GC	E 102	141 min	177,5	s
VISCOSIDADE BROOKFIELD 135GC-SP21 20RPM	D 4402	274 min	349	cp
VISCOSIDADE BROKFIELD 150 GC-SP21	D 4402	112 min	175	cp
VISCOSIDADE BROOKFIELD A 177GC SP21	D 4402	57 a 285	64	cp
RTFOT PENETRACAO RETIDA	D 5	55 min	67	%
RTFOT-AUMENTO DO PONTO DE AMOLECIMENTO	D 36	8 max	2,7	grau C
RTFOT - DUCTILIDADE A 25GC	D 113	20 min	>150	cm
RTFOT VARIACAO EM % MASSA	D 2872	-0,50 a 0,50	-0,049	%
DUCTILIDADE A 25 GC	D 113	60 min	>150	cm
SOLUBILIDADE NO TRICLOROETILENO	D 2042	99,5 min	100,0	% massa
PONTO DE FULGOR	D 92	235 min	>300	grau C
INDICE DE SUSCETIBILIDADE TERMICA	X 018	-1,5 a 0,7	-1,3	N/A

Fonte: Lubnor (Petrobras)

3.1.2 Dosagem das Misturas Asfálticas

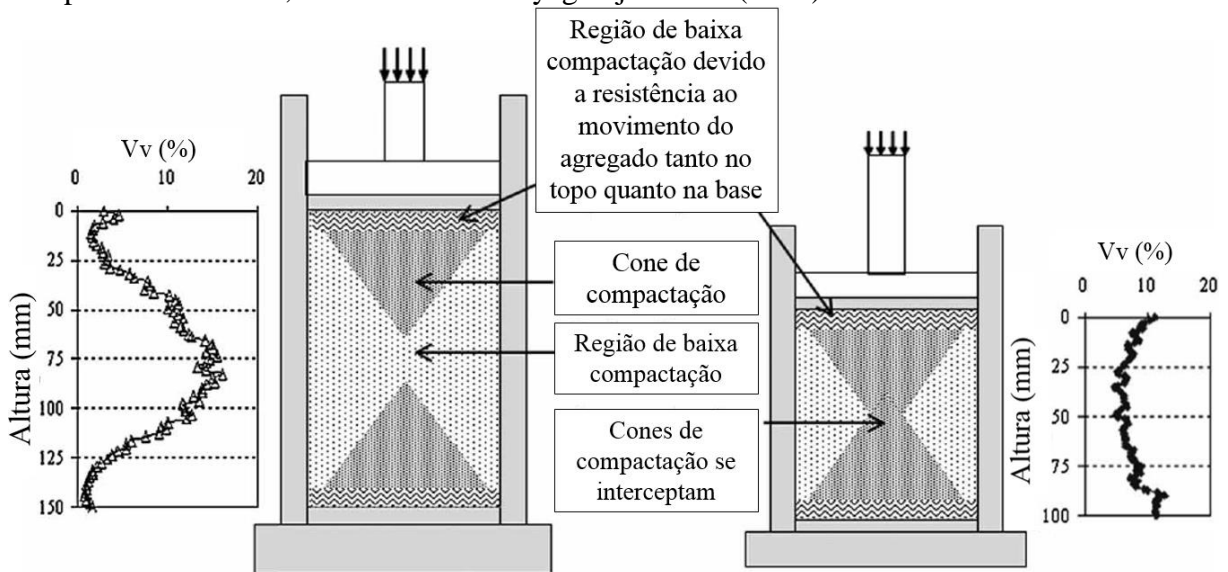
Todas as misturas asfálticas estudadas foram dosadas seguindo a metodologia de dosagem Superpave do SHRP (*Strategic Highway Research Program*). Inicialmente, as misturas asfálticas foram dosadas para se obter um Vv de 4%. Em seguida, as mesmas foram replicadas com menor esforço de compactação para se obter um Vv de 7%. Os parâmetros de dosagem serão apresentados adiante. O objetivo de dosar as misturas asfálticas com Vv distintos é verificar o efeito do Vv no momento em que a mistura asfáltica é lançada em campo, e cerca de 2 a 3 anos depois, quando os vazios da mistura asfáltica diminuem aproximadamente 3% devido a pós compactação do tráfego. Segundo Balbo (2010), em campo, após a pré-compactação realizada pela vibrocabadora, o grau de compactação é de cerca de 75% a 85% da densidade máxima (G_{mm}) da mistura asfáltica. O emprego do rolo compactador incrementa o grau de compactação para, no mínimo 93% da G_{mm} , isto é, 7% do Vv. Entretanto, de acordo com a especificação de serviço do DNIT 031/2004, as misturas asfálticas do tipo CA devem ser dosadas para um Vv na faixa de 3% a 5%. Dessa forma, uma compactação inadequada da camada de revestimento durante o processo de aplicação da mistura asfáltica pode gerar um revestimento com Vv acima do projetado logo nos primeiros meses/anos do pavimento. Tal fato (camada pouco compactada), pode aumentar a permeabilidade do revestimento contribuindo com a entrada de água no interior da estrutura.

Além dos diferentes Vvs, as amostras foram dosadas, inicialmente, para a seguinte geometria: altura de 6,5cm e diâmetro de 10cm. Em seguida, a mesma dosagem foi replicada para obter amostras com aproximadamente 15cm e 12cm de altura e o mesmo diâmetro (10cm). As amostras com alturas de 15cm e 12cm foram utilizadas para a avaliação da permeabilidade ao longo da altura das mesmas. Dessa forma, essas amostras com maior altura foram cortadas em três partes (topo, meio e base) e, em seguida, a permeabilidade foi obtida para cada parte.

Para avaliar a variação da permeabilidade com a altura da amostra é fundamental compreender a distribuição dos vazios na mesma. Nesse contexto, a partir dos estudos observados na literatura (Kutay, 2005; Nascimento *et al.*, 2006), verifica-se que, para amostras compactadas com até 10cm de altura, o Vv é maior no topo e na base da amostra (aproximadamente 20 a 30mm abaixo do topo e acima da base), enquanto no centro da mesma, o Vv tende a ser mais uniforme. Entretanto, a distribuição dos vazios ao longo da altura da amostra pode ser diferente a depender da relação altura/diâmetro. Segundo Thyagarajan *et al.* (2008), quanto maior for a altura e menor for o diâmetro do CP, maior serão os vazios no centro da amostra, visto que os cones de carga (durante a compactação) se concentram mais nas

extremidades e não se interceptam para este caso citado. Entretanto, para CPs com altura menor (abaixo de 10cm), os cones de carga se interceptam e o centro da amostra deve ficar mais compactada. Além disso, nos dois casos citados anteriormente, nas extremidades, tanto do topo quanto da base do CP existe uma região de baixa compactação devido a resistência ao movimento do agregado gerado pelo topo e pela base do compactador. A Figura 42 apresenta um esquema do comportamento observado por Thyagarajan *et al.* (2008).

Figura 42 - Esquema da distribuição dos vazios em amostras com alturas diferentes compactadas no CGS, de acordo com Thyagarajan *et al.* (2008)



Fonte: Adaptada de Thyagarajan *et al.* (2008).

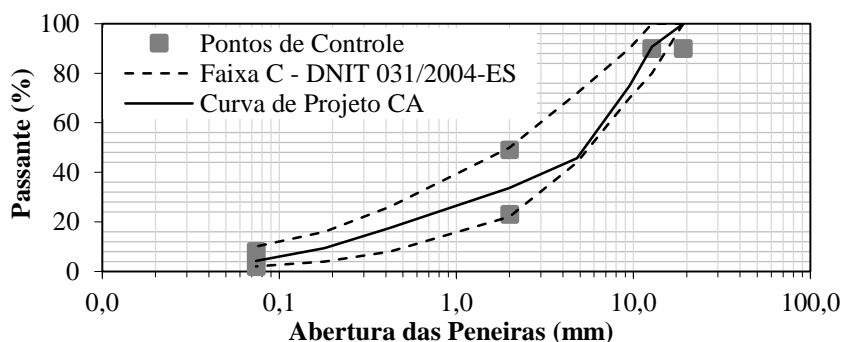
Dessa forma, as amostras com 12cm de altura foram dosadas com o objetivo de simular o comportamento da distribuição dos vazios observado em amostras com 10cm de altura, isto é, maior V_v no topo e na base e V_v mais uniforme no centro das amostras. Não foram moldados CPs com 10cm de altura exatamente, pois quanto menor for a altura do CP a ser cortado maior tende a ser a dificuldade do operador da serra em realizar o corte. Além disso, foi observado que para as amostras com até 12cm de altura, quanto cortadas em três partes aproximadamente iguais de 4cm de espessura, a distribuição do V_v é a mesma indicada na literatura para CPs com 10cm de altura. Já os CPs com 15cm de altura, quando cortados em três partes aproximadamente iguais com 5cm de espessura, apresenta uma distribuição de vazios inversa se comparada as amostras com 12cm de altura, isto é, maior V_v no meio e menor V_v na base e no topo das amostras. Vale ressaltar que, nos casos estudados em laboratório, a partir de 14cm de altura as amostras já apresentam comportamento, com relação a distribuição do V_v , semelhante ao observado para as amostras com 15cm de altura.

Para a determinação da G_{mm} , foi utilizada a norma NBR 15619/2012. A G_{mm} foi obtida a partir da mistura asfáltica solta e representa a densidade máxima da mistura asfáltica por considerar a parcela de CAP absorvido pelo agregado. Já a massa específica aparente da mistura asfáltica compactada (G_{mb}) foi obtida de acordo com a norma NBR 15573/2012. Dessa forma, o V_v será calculado de acordo com a Equação 30.

$$V_v (\%) = \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \times 100 \quad (30)$$

Para a dosagem do CA (TMN de 19,0mm) foi utilizada a seguinte proporção de agregados: 17% de brita de $\frac{3}{4}$ ", 39% de brita de $\frac{1}{2}$ " e 44% de pó de pedra. Os agregados são de origem granítica. A curva granulométrica de projeto da mistura asfáltica do tipo CA se enquadra na faixa C do DNIT (Figura 43). No preparo da mistura asfáltica, o CAP será aquecido a 160°C e os agregados a 175°C, sendo em seguida misturados. A mistura asfáltica ficará durante duas horas em estufa na temperatura de 150°C, para em seguida ser compactada no CGS. Essas temperaturas de trabalho foram obtidas a partir da curva de viscosidade versus temperatura do CAP utilizado.

Figura 43 - Curva granulométrica de projeto obtida para a mistura asfáltica do tipo CA (TMN 19,0mm)



Fonte: Próprio autor.

A Tabela 6 apresenta um resumo dos valores dos parâmetros volumétricos (V_v e G_{mb}) obtidos para cada uma das amostras que foram avaliadas. São seis misturas asfálticas, sendo que, para cada mistura foram replicadas três amostras, totalizando 18 amostras avaliadas. Entretanto, como as amostras com 15cm e 12cm de altura foram cortadas em três partes, no total, foram 42 amostras avaliadas. O teor de CAP de projeto obtido foi de 5,0% e a G_{mm} foi de 2,447. Além disso, para as misturas com 4% de V_v , foram utilizados 100 giros no CGS, enquanto que, para as amostras com 7% de V_v foram utilizados 30 giros.

Tabela 6 - Parâmetros de dosagem das seis misturas asfálticas avaliadas (3 amostras para cada mistura asfáltica)

Mistura (CA)	Amostra	Vv (%)	Altura (cm)	G _{mb}	
Vv - 4% ($\pm 0,4\%$)	15cm	CP1	3,9	15,5	2,352
		CP2	4,3	15,7	2,341
		CP3	4,0	15,2	2,349
	12cm	CP4	4,4	12,5	2,336
		CP5	4,1	12,3	2,346
		CP6	3,8	12,1	2,355
	6,5cm	CP7	4,2	6,6	2,343
		CP8	4,3	6,7	2,341
		CP9	4,3	6,7	2,343
Vv - 7% ($\pm 0,4\%$)	15cm	CP10	7,4	15,8	2,265
		CP11	7,0	15,6	2,277
		CP12	6,9	15,3	2,278
	12cm	CP13	6,6	12,3	2,287
		CP14	6,8	12,4	2,280
		CP15	6,7	12,2	2,284
	6,5cm	CP16	7,4	6,8	2,266
		CP17	7,4	6,8	2,267
		CP18	7,2	6,9	2,269

Fonte: Próprio autor.

3.1.3 Ensaio para Determinação da Permeabilidade de Amostras Saturadas (k_s)

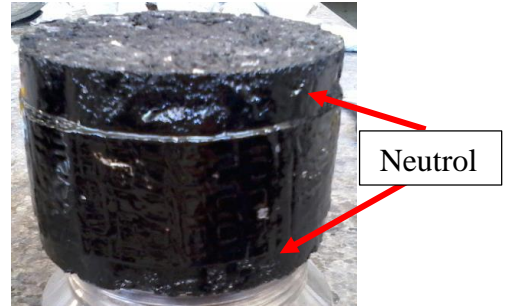
Como não existe uma norma para realização do ensaio de permeabilidade em misturas asfálticas, o procedimento apresentando na norma de solos NBR 14545 (2000), para o ensaio com carga variável, foi adaptado para misturas asfálticas. Essa norma é recomendada para amostras de solos argilosos compactados, cujos valores de k_s estão abaixo de 10^{-5} m/s. Entretanto, uma das grandes dificuldades em aplicar os procedimentos de ensaio utilizados para determinar o k_s em amostras de misturas asfálticas é a vedação lateral da amostra. Ferreira (2013) utilizou a citada norma de solos para determinar a k_s de misturas asfálticas e sugeriu que a vedação lateral deveria melhorar para se obter resultados mais confiáveis. Dessa forma, com o intuito de melhorar a vedação lateral da amostra, foram utilizados os seguintes materiais para impermeabilização: manta impermeabilizante, Neutrol (tinta impermeabilizante à base de ligante asfáltico), CAP e argila plástica. Inicialmente, a amostra é envolvida lateralmente com uma faixa de manta impermeabilizante, sendo que as extremidades (1cm abaixo do topo e 1cm acima da base) do CP não são envolvidas com a manta (Figura 44a). Em seguida é aplicado

Neutrol nas duas extremidades onde a manta não envolve o CP (Figura 44b). Além disso, com a ajuda de uma faixa de manta impermeabilizante que funciona como uma “calha” (Figura 44c), o contorno do CP é envolvido com CAP (Figura 44d). Vale ressaltar que, após a aplicação do Neutrol, são necessárias no mínimo 12 horas para a secagem do material aplicado.

Figura 44 - Processo de vedação da lateral do CP para a realização do ensaio de permeabilidade nas misturas asfálticas avaliadas



(a) Manta impermeabilizante



(b) Manta impermeabilizante e Neutrol



(c) “Calha” que serve para armazenar o CAP



(d) Amostra contornada com CAP

Fonte: Próprio autor.

Após a realização do processo de impermeabilização lateral, e antes do início do ensaio de permeabilidade, foi determinado o grau de saturação (S) para cada CP, de acordo com a norma AASTHO T 283 (2003). Nesse procedimento, as amostras foram colocadas dentro de um recipiente com água, com aproximadamente 25mm de água sobre a superfície das amostras. Em seguida, foi aplicado o vácuo (13-67kPa de pressão absoluta) por 10min. Após a aplicação do vácuo, as amostras serão submergidas em água por 10min. A Equação 31 foi utilizada para o cálculo do S .

$$S = \frac{100 \times J}{V_v} \quad (31)$$

Onde:

V_v = volume de vazios (%);

J = volume de água absorvido (cm^3) = $B - A$;

B = massa da amostra saturada, superfície seca (g);

A = massa da amostra seca ao ar (g).

Para realizar o procedimento de saturação sem prejudicar o processo de impermeabilização realizado anteriormente, a base e a lateral do CP foram envolvidas com papel filme de PVC (Figura 45a) antes da imersão do mesmo no recipiente com água (Figura 45b). Dessa forma, para se obter o parâmetro J , de acordo com a Equação 31, o parâmetro B representa a massa da amostra saturada somando as massas dos materiais utilizados na impermeabilização (manta impermeabilizante, Neutrol e CAP). Já o parâmetro A refere-se ao peso da amostra impermeabilizada lateralmente e seca, isto é, sem água no interior da mistura asfáltica. É importante salientar que, para verificar se o processo de impermeabilização lateral influenciou o processo de saturação, foram determinados os valores do S antes do processo de impermeabilização da lateral da amostra e depois desse processo. Dessa forma, observou-se que os valores de S foram os mesmos, isto é, a quantidade de água absorvida pela amostra se manteve constante. Esse procedimento de saturação utilizando a bomba de vácuo e com a impermeabilização lateral da amostra foi realizado com o intuito de agilizar o processo de saturação, pois sem a realização do mesmo, seriam necessários vários dias/semanas para que a amostra saturasse. Além disso, apesar do resultado do ensaio ser considerado como obtido a partir da amostra saturada, como não há controle de saturação durante o ensaio, a única informação a respeito da quantidade de água que realmente está presente no interior dos vazios da amostra é o valor de S obtido antes do início do ensaio.

Figura 45 - Procedimento para determinação do grau de saturação (S) das amostras antes da realização do ensaio de permeabilidade



(a) Amostra envolta em filme de PVC



(b) Amostra imersa antes da aplicação do vácuo

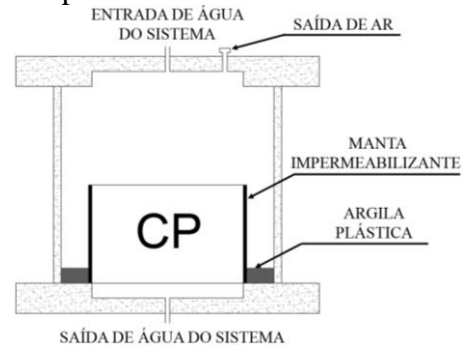
Fonte: Próprio autor.

O permeâmetro utilizado (Figura 46a) foi desenvolvido pela empresa Solotest, sendo constituído por um cilindro de aço zincado de 15cm de diâmetro e 20cm de altura, acoplado a duas tampas. A Figura 46b apresenta uma vista esquemática do permeâmetro.

Figura 46 - Equipamento utilizado para realizar o ensaio de permeabilidade



(a) Permeâmetro utilizado no estudo



(b) Esquema do permeâmetro utilizado

Fonte: Ferreira (2013).

A tampa superior do permeâmetro é dotada de um orifício para a entrada de água no sistema e uma válvula que permite a saída de ar do mesmo. Eliminar o ar do sistema tem como objetivo realizar o ensaio com a amostra submersa em água sem a presença de bolhas de ar na mesma. Para iniciar o procedimento de ensaio, o permeâmetro é fechado e conectado ao sistema de entrada de água (cilindro graduado com diâmetro interno de 2,2cm e 70cm de altura), Figuras 47a e 47b. Com a entrada da água no sistema, o CP fica submerso (Figura 47c), sendo que o ensaio somente será iniciado quando surgir água no orifício de saída de ar, indicando a ausência de bolhas de ar no sistema.

Figura 47 - Etapas da execução do ensaio de permeabilidade vertical



(a) Permeâmetro fechado



(b) Cilindro graduado



(c) Vista interna do cilindro com o CP submerso

Fonte: Ferreira (2013)

Foram realizadas três medições para cada amostra avaliada. No cálculo do k_s , foi utilizada a Equação 4 (ensaio de carga variável). As três medidas de permeabilidade são realizadas quando observa-se que o tempo de percolação é praticamente constante. Dessa forma, o valor do tempo de percolação que será considerado para calcular a permeabilidade de uma amostra, representa a média dos três valores obtidos no instante em que o operador do ensaio observar que o sistema está estabilizado. Além disso, foi considerada uma altura inicial (h_0) de 160cm. A carga d'água ($\Delta h = h_1 - h_0$) dissipada durante a percolação foi de 10cm de altura.

3.1.4 Obtenção das Amostras para Realização do Ensaio de Permeabilidade Vertical

Para realizar o ensaio de permeabilidade em três partes diferentes (topo, meio e base), as amostras com 15cm e 12cm de altura compactadas no CGS serão cortadas utilizando uma serra. As amostras com 15cm de altura foram cortadas em três partes de, aproximadamente, 5cm, enquanto as amostras com 12cm de altura foram cortadas em três partes de, aproximadamente, 4cm. A Figura 48 apresenta a serra utilizada para cortar as amostras, bem como um exemplo das amostras serradas.

Figura 48 - Procedimento utilizado para serrar amostras



(a) Serra utilizada para cortar as amostras



(b) Exemplo de amostra cortada em três partes

Fonte: Próprio autor.

3.2 Análise de Fluxo

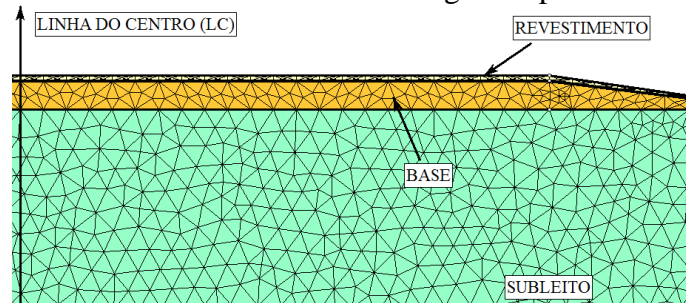
3.2.1 Apresentação do Programa Utilizado (Slide 6.0)

O Slide 6.0 é um dos programas da empresa *Rocscience*, e trata-se de um programa que permite a modelagem e a análise numérica, baseado no Método dos Elementos Finitos

(MEF), do fluxo d'água em barragens, aterros, escavações, e outras situações de engenharia onde são encontrados materiais porosos. Nesse programa, é possível realizar análises de fluxo que vão desde os simples problemas de fluxo permanente até as mais complexas análises em regime transiente.

No Slide 6.0, os problemas que vão desde a modelagem de um problema até a obtenção da solução, são compreendidos em três etapas: (1) definição do problema (*Slide Model*), (2) resolução do problema por processo iterativo (*Slide Compute*) e (3) visualização dos resultados (*Slide Interpret*). Dessa forma, no *Slide Model*, a geometria do problema pode ser descrita, bem como as características hidráulicas dos materiais que serão avaliados. Além disso, nesta etapa é possível gerar a malha de elementos finitos automaticamente. Por fim, no *Slide Model*, as condições de contorno são impostas. As condições de contorno podem ser: carga hidráulica total, taxa de infiltração, taxa de fluxo, dentre outras. Na Figura 49, pode-se verificar, a título de exemplo, uma malha gerada no *Slide Model* para uma seção de pavimento asfáltico composto pelas camadas de revestimento e base, além do subleito. Devido a simetria, apenas metade da estrutura é apresentada.

Figura 49 - Ilustração do modelo de elementos finitos gerado pelo Slide 6.0 (sem escala)

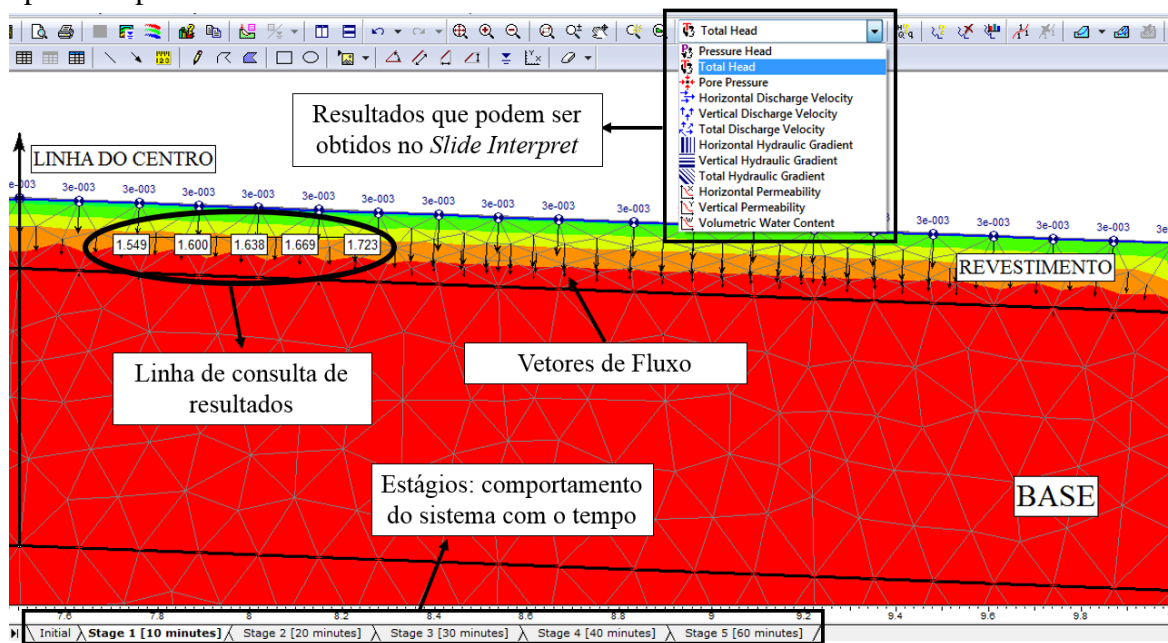


Fonte: Slide 6.0.

Nesse programa também é possível verificar o comportamento do sistema com o tempo, por meio da análise transiente referente as alterações na quantidade de água no interior da estrutura. Os casos de fluxo denominados transientes indicam que a quantidade de água que passa através de uma superfície de um elemento varia com o tempo (Freeze e Cherry, 1979). Dessa forma, é possível, por exemplo, avaliar o comportamento do sistema quando o mesmo está sujeito a uma chuva intensa durante alguns minutos ou horas. Tal fato pode influenciar diretamente o comportamento do fluxo d'água no sistema, pois a permeabilidade é função do estado de saturação do material. Portanto, espera-se que a permeabilidade se modifique com o tempo para o caso avaliado no presente estudo.

Após a definição do problema, o *Slide Compute* realiza as iterações para obter a solução numérica. Essas iterações, a depender da complexidade da análise, podem demorar alguns minutos ou até horas. Para as situações avaliadas no presente estudo, as análises demoram em média 10 minutos. Por fim, os resultados podem ser visualizados a partir do *Slide Interpret*. A Figura 59 apresenta, a título de exemplo, a solução final gerada pelo *Slide Interpret* quando a situação apresentada na Figura 49 (pavimento asfáltico) é simulada considerando uma lâmina d'água de 3mm sobre a superfície do pavimento. Por causa da simetria, a análise numérica foi realizada em apenas uma metade da estrutura.

Figura 50 - Ilustração da solução gerada pelo *Slide Interpret* do problema apresentado na Figura 49 para um pavimento asfáltico



Fonte: Slide 6.0.

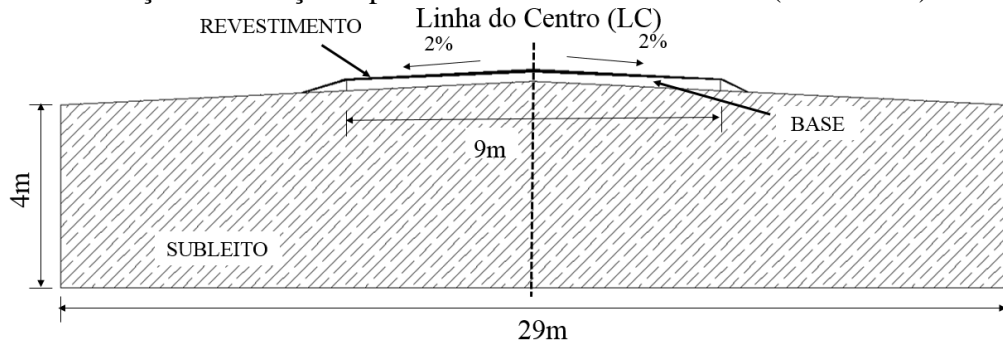
Através das linhas de consulta que podem ser inseridas pelo operador do programa, a carga total (h), as pressões, os gradientes hidráulicos, a distribuição da permeabilidade e da umidade podem ser visualizadas em cada ponto de acordo com o objetivo da análise. Além disso, os vetores de fluxo auxiliam o operador a compreender o padrão de fluxo na estrutura avaliada. Ademais, os resultados podem ser exportados para uma planilha do *Excel*.

3.2.2 Geometria - Seção Hipotética Avaliada

O fluxo d'água no pavimento será modelado utilizando a seção transversal de um pavimento flexível, como apresentando na Figura 51. O subleito teve a lateral prolongada em

10m para cada lado. A malha de elementos finitos utilizada nessa seção inclui 12.000 elementos triangulares. A espessura da camada de base foi mantida constante e igual a 25cm. Já a espessura do revestimento (e_r) asfáltico variou.

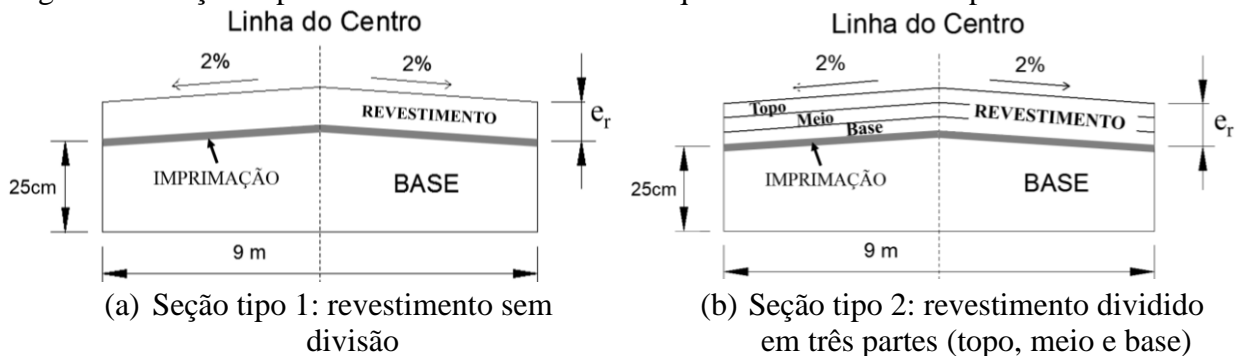
Figura 51 - Ilustração da situação hipotética analisada neste estudo (sem escala)



Fonte: Próprio autor

Entretanto, em pavimentos asfálticos, entre a camada de base e o revestimento asfáltico existe normalmente a camada de imprimação. Essa camada consiste na aplicação de material betuminoso sobre a superfície da base construída com o intuito de conferir coesão superficial, impermeabilizar e permitir melhor condição de aderência entre o revestimento asfáltico e a base do pavimento. Para simular esse comportamento, uma pequena camada de 5mm foi colocada no topo da camada de base simulando a imprimação. Além disso, como serão analisados os valores de permeabilidade de amostras não serradas e de amostras serradas em três partes, no processo de simulação foram avaliadas duas seções típicas diferentes no que diz respeito a camada de revestimento. A Figura 52 ilustra as duas situações que serão simuladas.

Figura 52 - Seções tipo da camada de revestimento que serão avaliadas no presente estudo



Fonte: Próprio autor

Além disso, as espessuras da camada de revestimento (e_r) foram modificadas a fim de verificar a influência da mesma no fluxo d'água no sistema. Dessa forma, a camada de

revestimento será simulada para valores no intervalo de 4,5cm até 12cm de espessura. Esses valores de espessura da camada de revestimento são valores típicos encontrados em projetos de pavimentação no Brasil. A Tabela 7 apresenta os valores que serão utilizados.

Tabela 7 - Valores das espessuras das camadas de revestimento simuladas no presente estudo

Espessura da Camada de Revestimento (cm)	
Seção Tipo 1	Seção Tipo 2
4,5	1,5 (topo)
	1,5 (meio)
	1,5 (base)
7,5	2,5 (topo)
	2,5 (meio)
	2,5 (base)
12,0	4,0 (topo)
	4,0 (meio)
	4,0 (base)

Fonte: Próprio autor.

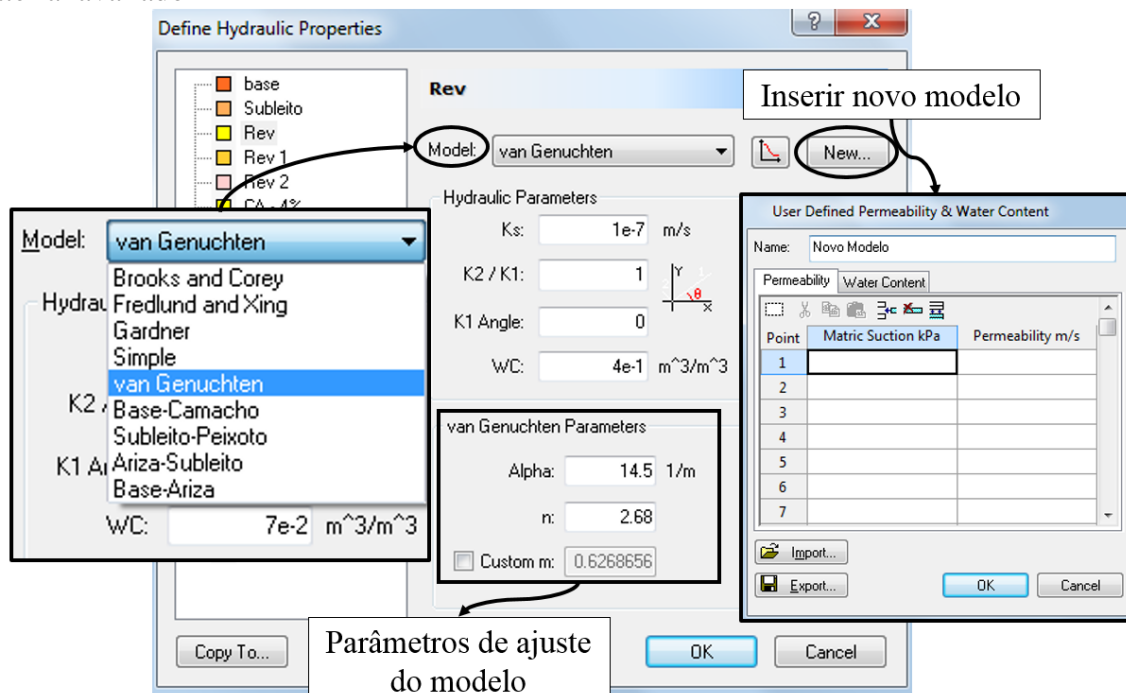
3.2.3 Condições de Contorno

Com relação as condições de contorno, foi verificado na literatura a altura da lâmina d'água em pavimentos de acordo com a intensidade da chuva. A espessura da lâmina d'água depende de diversos fatores, como a declividade da pista, a textura do revestimento, a intensidade da chuva, dentre outros. Entretanto, com base nos estudos de Gallaway *et al.* (1971) e de Prado e Palma (2012), somente com uma chuva muito intensa (100mm/h) será possível atingir uma lâmina d'água de 3mm ou superior em uma estrutura de pavimento asfáltico. Além disso, a *Internacional Civil Aviation Organization – ICAO* (2002) afirma que é necessária a realização de manutenção dos pavimentos quando a lâmina d'água for superior a 3mm. Dessa forma, na presente pesquisa, será estudado o comportamento do revestimento quando a lâmina d'água for igual a 3mm. Nesse contexto, para realizar a análise transiente, o tempo de uma hora de chuva intensa foi dividido em cinco estágios (10, 20, 30, 40 e 60 minutos). Dessa forma, em cada estágio é possível verificar o comportamento do sistema quando sujeito à uma lâmina d'água constante de 3mm de espessura sobre a superfície do pavimento, isto é, quando ocorre uma chuva intensa de 100mm durante uma hora. Além disso, o lençol freático foi considerado localizado a 0,76m do topo do pavimento, semelhante ao proposto por Masad *et al.* (2002). Também foi simulada a situação em que o lençol freático se encontra localizado a 1,5m do topo do pavimento, de acordo com o manual de drenagem do DNIT (2006).

3.2.4 Propriedades do Material - Camada de Revestimento Asfáltico

Para realizar uma análise de fluxo no regime transiente, no Slide 6.0, é necessário apresentar a curva característica e a função permeabilidade de cada material que compõe a estrutura analisada. O Slide 6.0 contém um banco de dados com diversas curvas características e funções permeabilidade para diferentes tipos de solo. Além disso, o programa admite que o próprio usuário insira um novo modelo. Outra possibilidade que o programa fornece ao usuário, é obter a curva característica e a função permeabilidade a partir dos modelos matemáticos encontrados na literatura. Para isso, o usuário deve escolher o modelo matemático dentre as opções fornecidas pelo programa, inserir os parâmetros de ajuste específicos de cada modelo, além de fornecer os parâmetros k_s e θ_s do material analisado. Com essas informações (modelo matemático escolhido, parâmetros de ajuste do modelo, k_s e θ_s), o próprio programa gera a curva característica e a função permeabilidade. Dessa forma, como no presente trabalho não foi determinada a curva característica e nem a função permeabilidade experimentalmente das misturas asfálticas avaliadas, foi utilizado um dos modelos matemáticos encontrados no Slide 6.0 para obter a curva característica e função permeabilidade. A Figura 53 apresenta a tela do Slide 6.0 onde são inseridos os parâmetros hidráulicos.

Figura 53 - Tela do programa Slide 6.0 onde são inseridas as propriedades hidráulicas do material avaliado



Fonte: Slide 6.0.

Dentre os modelos matemáticos fornecidos pelo Slide 6.0, o modelo desenvolvido por Van Genuchten (1980) foi apresentado na revisão bibliográfica (representado matematicamente pelas Equações 20 e 21). Esse modelo foi utilizado para representar o comportamento não saturado dos revestimentos asfálticos avaliados no presente estudo. O modelo proposto pelo citado autor engloba uma maior faixa de valores de sucção, e a função permeabilidade pode ser obtida diretamente a partir da curva característica se a permeabilidade saturada é conhecida. No Slide 6.0, para aplicar esse modelo (Figura 53) é necessário que o usuário informe ao programa quatro valores: k_s , θ_s , α e n . Nesse contexto, no presente trabalho, os valores de k_s e θ_s (do inglês *water content* – WC) foram determinados experimentalmente para as misturas asfálticas avaliadas. Os valores de θ_s inseridos no programa foram obtidos a partir dos resultados de saturação realizados antes de iniciar o ensaio de permeabilidade, isto é, considerando a relação entre o volume de água absorvido pela amostra após o processo de saturação e o volume total da amostra. A Tabela 8 apresenta os valores do parâmetro θ_s calculados para as amostras que foram avaliadas. Já os valores de k_s utilizados na simulação serão apresentados no capítulo 4 (Análise e Apresentação dos Resultados) do presente estudo.

Tabela 8 - Valores de θ_s (média de 3 CPs) obtidos antes da realização do ensaio de permeabilidade

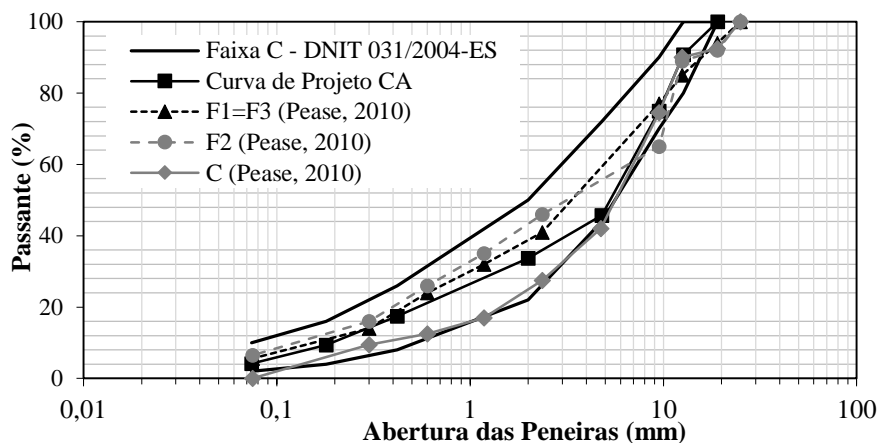
		Mistura (CA)	θ_s (m³/m³)
Vv - 4% (±0,4%)	15cm	Topo	0,03
		Meio	0,02
		Base	0,02
	12cm	Topo	0,04
		Meio	0,02
		Base	0,03
6,5cm	-	0,03	
Vv - 7% (±0,4%)	15cm	Topo	0,04
		Meio	0,04
		Base	0,04
	12cm	Topo	0,07
		Meio	0,05
		Base	0,05
6,5cm	-	0,05	

Fonte: Próprio autor.

No Slide 6.0, existem vários valores referentes aos parâmetros α e n para diversos tipos de solos. Para misturas asfálticas, Pease (2010) determinou, experimentalmente, a curva

característica de diversas misturas asfálticas compactadas no CGS e extraídas de campo. Este autor ajustou os dados experimentais utilizando o modelo de Van Genuchten (1980). Com isso, o mesmo obteve os parâmetros α e n a partir de resultados experimentais encontrados para misturas asfálticas. Dessa forma, no presente trabalho foram utilizados os parâmetros α e n obtidos por Pease (2010). Como esse citado autor avaliou diversas misturas asfálticas, foram escolhidos os parâmetros α e n das misturas asfálticas que apresentavam parâmetros de dosagem (V_v , % de CAP, granulometria e outros) mais próximos daquelas obtidas para a mistura asfáltica do tipo CA que foi avaliada no presente estudo. Pease (2010) avaliou 10 misturas asfálticas, seis misturas foram extraídas de campo e quatro foram compactadas em laboratório utilizando o CGS. Dessa forma, como a compactação influencia diretamente na distribuição dos vazios e, conseqüentemente, no valor do k_s , foram comparadas com as misturas do presente estudo somente as misturas asfálticas compactadas em laboratório por Pease (2010), pois na presente pesquisa também foi utilizado o mesmo tipo de compactador (CGS). A Figura 54 apresenta as curvas granulométricas de projeto das quatro misturas asfálticas avaliadas por Pease (2010) e da mistura asfáltica do tipo CA avaliada no presente estudo. Além disso, a Tabela 9 apresenta os parâmetros de dosagem (V_v , %CAP, compactação e outros) e os parâmetros α e n obtidos por Pease (2010) no ajuste dos dados experimentais utilizando o modelo de Van Genuchten (1980), bem como o R^2 obtido em cada no ajuste.

Figura 54 - Curvas granulométricas de projeto das misturas asfálticas avaliadas por Pease (2010) e da mistura asfáltica (CA) avaliada na presente pesquisa



Fonte: Próprio autor e adaptado de Pease (2010).

Tabela 9 - Parâmetros de dosagem e parâmetros do modelo de Van Genuchten (1980) das misturas asfálticas (F1, F2, F3 e C) avaliadas por Pease (2010) e da mistura asfáltica (CA) avaliada na presente pesquisa

Parâmetros	Misturas Asfálticas						
	F1	F2	F3	C	CA		
Dosagem	% V _v	4,0	4,1	4,0	4,0	4,0	7,0
	% CAP	5,6	5,9	5,6	-	5,0	
	G _{mm}	2,566	2,570	2,566	-	2,447	
	TMN (mm)				19,0		
	Compactação				CGS		
Van	α	0,492	0,019	0,348	13,726	-	-
Genuchten	n	1,780	1,650	1,137	1,043	-	-
(1980)	R ²	0,962	0,935	0,969	0,861	-	-

Fonte: Próprio autor.

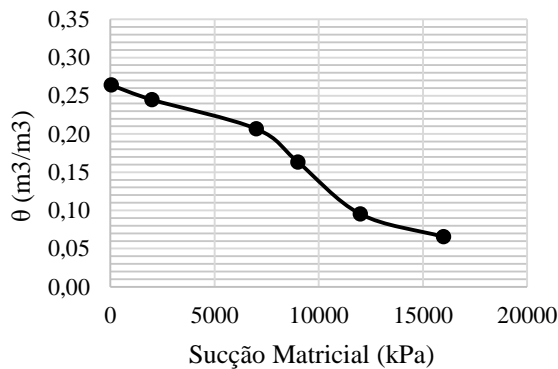
Observando a Figura 54 e os dados apresentados na Tabela 9, optou-se por utilizar no presente estudo os dados referentes a mistura F3, pois ela apresenta parâmetros de dosagem (V_v, TMN e compactação) semelhantes aqueles obtidos para a mistura asfáltica do presente estudo. Além disso, a mesma apresenta o maior valor de R² se comparada as outras misturas asfálticas. A mistura asfáltica C apresentou um valor elevado de α se comparado aos outros valores encontrados. A única diferença dessa mistura asfáltica com relação as outras é a ausência de material passando na peneira n°200 (0,075mm). Segundo Pease (2010), a mistura asfáltica C apresenta granulometria graúda e maior capacidade drenante.

A condição anisotrópica das misturas asfálticas também foi avaliada. No programa é possível modificar a relação entre k_h e k_v . Portanto, para avaliar a anisotropia das misturas asfálticas, esse comportamento foi simulado no programa com base em dados encontrados na literatura. Al Omari (2004) analisou os valores de permeabilidade horizontal e vertical para diferentes tipos de misturas asfálticas. Este autor afirmou que, para misturas asfálticas com granulometria densa, a razão entre as permeabilidades horizontal e vertical está entre 8,35 e 11,40. Já para misturas asfálticas com granulometria aberta, esse intervalo varia de 1,65 a 4,02. As misturas asfálticas densas avaliadas pelo citado autor, apresentam TMN igual a 12,5mm. Dessa forma, para avaliar a condição anisotrópica da mistura asfáltica do tipo CA, foi simulado o comportamento do revestimento quando a k_h é dez vezes maior do que a k_v . Esse valor foi adotado, pois está dentro do intervalo (8,35 – 11,40) obtido por Al Omari (2004) para misturas asfálticas com granulometrias densas.

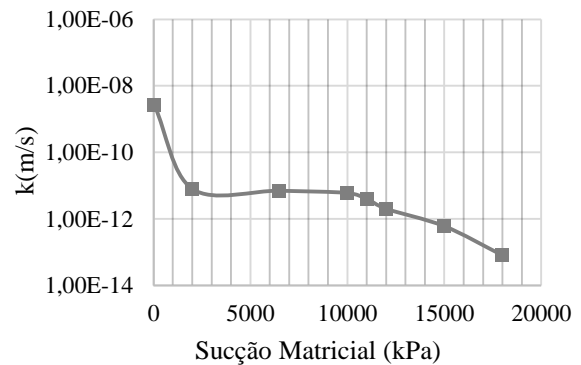
3.2.5 Propriedades do Material – Camada de Base, Imprimação e Subleito

Para a camada de base e para o subleito foram utilizadas a curva característica e a função permeabilidade de solos encontrados na literatura. Dois tipos de solos serão simulados tanto para a camada de base quanto para o subleito. A Figura 55 apresenta a curva característica e a função permeabilidade dos materiais utilizados na camada de base.

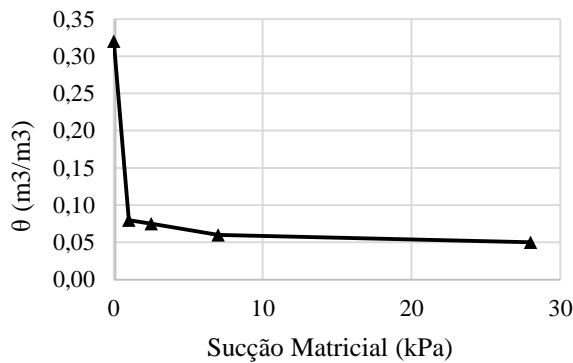
Figura 55 - Curvas características e funções permeabilidade obtidas por Ariza (2002) e por Camacho (2002) para solos utilizados em camada de base de pavimentos asfálticos



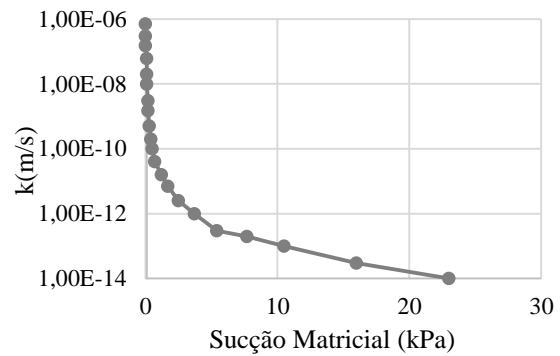
(a) Curva característica (Camacho, 2002)



(b) Função permeabilidade (Camacho, 2002)



(c) Curva característica (Ariza, 2002)



(d) Função permeabilidade (Ariza, 2002)

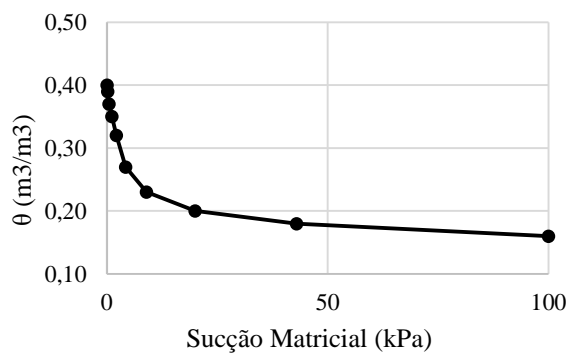
Fonte: Adaptado de Ariza (2002) e Camacho (2002).

Para a camada de base, o primeiro solo foi estudado por Camacho (2002). Trata-se de um solo tipicamente encontrado na cidade de Ilha Solteira, localizada no noroeste do estado de São Paulo, classificado como uma areia argilosa, com fração de areia predominantemente fina. Na classificação HRB, trata-se de um solo A-4. O outro material de base analisado foi estudado por Ariza (2002). Trata-se de um material encontrado no estado americano do Minnesota, com granulometria densa composta por 4% de material passando na peneira de nº200 (0,075mm), 57% de cascalho e 39% de areia. A k_s do solo estudado por Ariza (2002) é

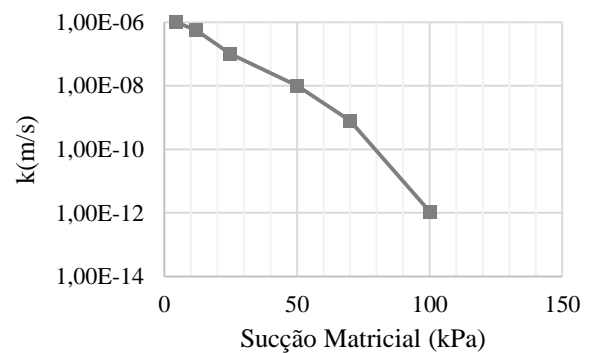
igual a $1,54 \times 10^{-6} \text{m/s}$. Entretanto, com apenas 10kPa de sucção matricial, o valor do k diminui para $1 \times 10^{-13} \text{m/s}$. Já para o solo estudado por Camacho (2002), a k_s é de $2,7 \times 10^{-9} \text{m/s}$. Com os mesmos 10kPa de sucção matricial, não há modificação no valor de k , indicando que a base avaliada por Camacho (2002) apresenta menor capacidade drenante.

Com relação aos solos que foram utilizados no subleito da seção hipotética do pavimento avaliado, o primeiro deles foi estudado por Peixoto (2011). Trata-se de uma areia argilosa, sendo um solo típico de vasta ocorrência na região de São Carlos-SP. Já o segundo solo do subleito foi estudado por Ariza (2002) e também trata-se de uma areia argilo siltosa encontrada no estado americano do Minnesota. A Figura 56 apresenta as curvas características e as funções permeabilidades dos solos do subleito. Para o subleito estudado por Peixoto (2011), a k_s foi de $1,6 \times 10^{-6} \text{m/s}$. Já para o subleito estudado por Ariza (2002) a k_s é de $2,75 \times 10^{-8} \text{m/s}$. Na curva característica estudada por Ariza (2002) para o subleito, verifica-se que a drenagem pode ocorrer de forma mais lenta se comparada a drenagem observada para o solo estudado por Peixoto (2011), pois nos primeiros 10kPa de sucção matricial a variação de umidade volumétrica é de apenas 9%.

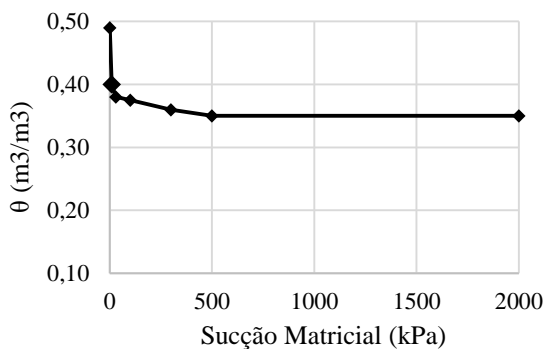
Figura 56 - Curvas características e funções permeabilidade obtidas por Peixoto (2011) e por Ariza (2002) para solos de subleito de pavimentos asfálticos



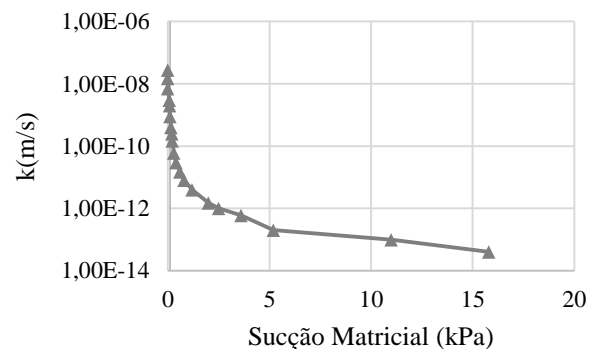
(a) Curva característica (Peixoto, 2011)



(b) Função permeabilidade (Peixoto, 2011)



(c) Curva característica (Ariza, 2002)



(d) Função permeabilidade (Ariza, 2002)

Fonte: Adaptado de Ariza (2002) e Peixoto (2011).

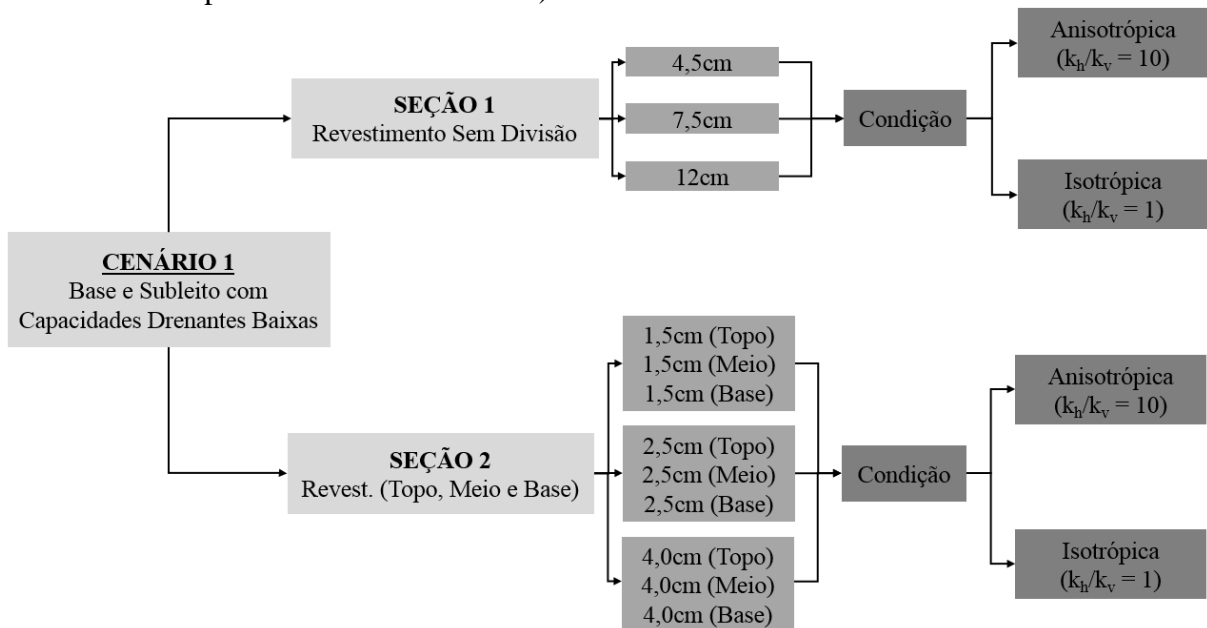
Para a camada de 5mm de imprimação que foi colocada no topo da camada de base foi utilizada uma argila encontrada no banco de dados do programa com k_s igual a $1,0 \times 10^{-12} \text{m/s}$ e θ_s igual 0,001. A argila foi utilizada, pois não foi encontrado na literatura referências ao respeito da permeabilidade dessa camada, então, optou-se por utilizar o material de menor capacidade drenante encontrado no banco de dados do programa. Portanto, a título de simulação, a camada de imprimação foi considerada como permeável, entretanto, com capacidade drenante baixíssima se comparada com as outras camadas.

3.2.6 Cenário 1: Camada de Base e Subleito com Menor Capacidade Drenante

Em geral, as simulações serão divididas em dois principais cenários que se caracterizam pelas capacidades drenantes da camada de base e do subleito. Dentro de cada um dos cenários, as diversas situação (espessuras da camada de revestimento, anisotropia, estágios do comportamento do sistema com o tempo e revestimento dividido em topo, meio e base) serão avaliadas a fim de tentar alcançar os objetivos propostos no presente estudo.

No primeiro cenário o pavimento asfáltico será simulado para a situação onde a camada de base e o subleito apresentam capacidades drenantes baixas se comparadas ao segundo cenário que será avaliado, isto é, para a situação onde a base é constituída por uma areia argilosa (Camacho, 2002) e o subleito é constituído por uma areia argiloso siltosa (Ariza, 2002). Inicialmente, o revestimento será considerado de acordo com a seção 1, apresentada anteriormente, considerando a camada de revestimento sem divisão entre topo, meio e base. Com o intuito de verificar a influência da espessura da camada de revestimento no fluxo d'água, a seção 1 será simulada utilizando as três espessuras previamente definidas (4,5cm; 7,5cm e 12cm). Em seguida, a condição anisotrópica será avaliada, considerando que a relação k_h/k_v é igual a 10. Além disso, em cada simulação será observado o comportamento do sistema com o tempo nos cinco estágios avaliados (10, 20, 30, 40 e 60min). Com isso, será possível verificar a influência da saturação no fluxo, pois à medida que o sistema avança do estágio 1 (10min) até o estágio 5 (60min), mantendo-se a lâmina d'água constante sobre a superfície do revestimento, a tendência é que o sistema sature e isso pode modificar o padrão de fluxo. Dessa forma, após essas avaliações a serem realizadas na seção 1, o mesmo processo será feito com a seção 2, isto é, agora considerando o revestimento dividido em três partes (topo, meio e base). A Figura 57 apresenta um esquema do processo de simulação que será realizado no cenário 1.

Figura 57 - Exemplo do processo de simulação que será executado para o cenário 1 (base e subleito com capacidade drenantes baixas)



OBS: Em todas as simulações foram testados 5 estágios (10, 20, 30, 40 e 50 minutos)

Fonte: Próprio autor.

Observando a Figura 57, verifica-se que, para avaliar o sistema composto por um revestimento do tipo CA com 4% de Vv, considerando a seção tipo 1, condições isotrópica e anisotrópica, serão necessárias a realização de 6 simulações. Para a seção tipo 2, serão realizadas 12 simulações (6 para os resultados obtidos a partir das amostras com 12cm de altura e 6 para os resultados obtidos a partir das amostras com 15cm de altura). Dessa forma, serão realizadas 18 simulações (12 considerando a camada de revestimento dividida em topo, meio e base, e mais 6 considerando o revestimento sem divisão) considerando os resultados da mistura asfáltica com Vv de 4%. Como também serão avaliadas misturas asfálticas com 7% de Vv, no total, serão realizadas 36 simulações considerando o cenário 1 (camada de base e subleito com capacidades drenantes baixas).

3.2.7 Cenário 2: Camada de Base e Subleito com Capacidades Drenantes Elevadas

No segundo cenário a camada de base e do subleito será simulada considerando materiais com maior capacidade de drenagem. Então, serão utilizadas as curvas características e as funções permeabilidade relativos ao material de base estudada por Ariza (2002) e o subleito estudado por Peixoto (2011). Dessa forma, o processo de simulação será o mesmo apresentado

anteriormente na Figura 57. No total, foram realizadas outras 36 simulações, totalizando 72 simulações.

3.2.8 Avaliação do Nível do Lençol Freático e da Ausência da Camada de Imprimação

Para avaliar o comportamento do fluxo quando o nível do lençol freático é alterado, foi simulado a situação em que este nível se encontra a 1,5m do topo do pavimento. No Brasil, de acordo com o Manual de Drenagem do DNIT (DNIT, 2006), o nível do lençol freático deve ficar aproximadamente 1,5m abaixo do topo do pavimento. Como no presente trabalho está sendo avaliado o comportamento não saturado, o nível em que o lençol freático se encontra pode influenciar no comportamento do sistema. Dessa forma, inicialmente, o sistema será simulado considerando o nível do lençol freático igual a 0,76m. Em seguida, esse nível será rebaixado para 1,5m, considerando as recomendações do DNIT (2006). Além de avaliar os efeitos na camada de revestimento asfáltico quando o nível do lençol freático é alterado, será avaliado a influência da camada de imprimação no fluxo d'água no interior desta camada do pavimento.

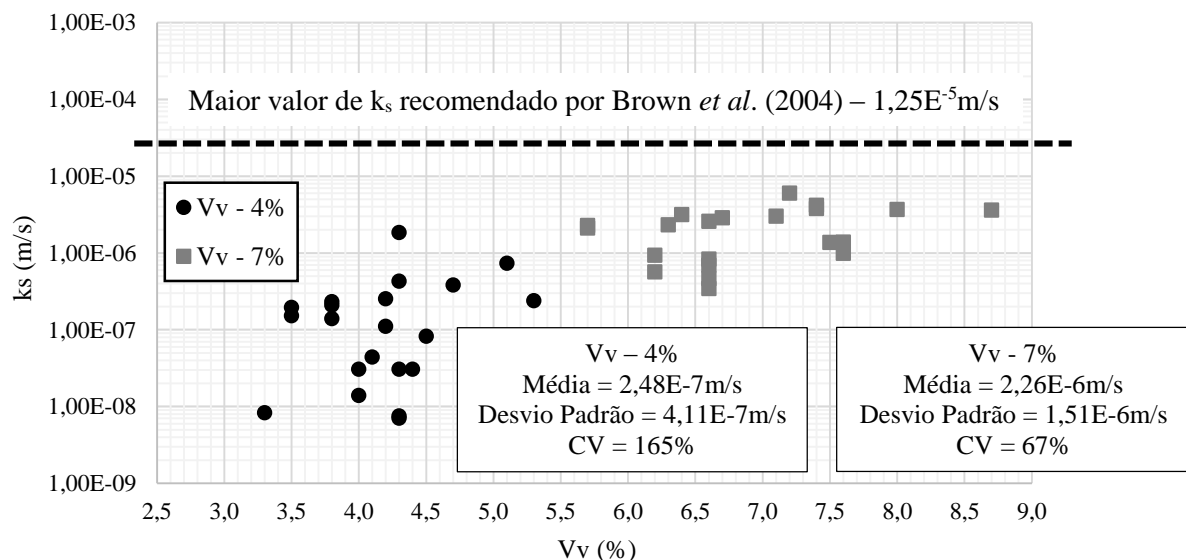
4.0 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste Capítulo serão apresentados e analisados os resultados obtidos nesta pesquisa com o intuito de atingir os objetivos específicos descritos no Capítulo 1. Inicialmente, serão apresentados os resultados de permeabilidade obtidos experimentalmente para todas as misturas asfálticas avaliadas. Em um segundo momento, será analisado o comportamento da distribuição do V_v e da permeabilidade com a altura das amostras. Em seguida, os resultados obtidos a partir da simulação de fluxo serão apresentados.

4.1 Avaliação da Permeabilidade Saturada (k_s) de Misturas Asfálticas

Com o objetivo de verificar se os valores da k_s obtidos experimentalmente no presente estudo estão na mesma ordem de grandeza de outros estudos encontrados tanto na literatura nacional quanto na literatura internacional, a Figura 58 apresenta os 42 valores de k_s obtidos. Os resultados referem-se a todas as amostras avaliadas, isto é, amostras com 6,5cm de altura não serradas, e cada uma das três partes (topo, meio e base) obtidas a partir das amostras com 12cm e 15cm de altura cortadas, para os dois V_v s (4% e 7% de V_v) avaliados.

Figura 58 - Resultados do ensaio de permeabilidade a partir de amostras saturadas para todas as amostras avaliadas no presente estudo para os dois V_v s avaliados (4% e 7% de V_v)



Fonte: Próprio autor.

Analisando os resultados apresentados na Figura 58, verifica-se que os valores de k_s obtidos experimentalmente estão abaixo do máximo valor recomendado por Brown *et al.*

(2004). Segundo esses autores, valores de permeabilidade acima do valor recomendando ($1,25 \times 10^{-5} \text{m/s}$) podem induzir maior dano por umidade, pois a elevada permeabilidade, facilita a entrada da água na mistura asfáltica. Além disso, verificou-se que os valores de k_s apresentaram Coeficiente de Variação (CV) elevados (165% para amostras com Vv de 4% e 67% para amostras com Vv de 7%). No geral, o menor valor de Vv observado foi de 3,3% e equivale a uma k_s de $7,13 \times 10^{-9} \text{m/s}$, enquanto que, o maior valor de Vv observado foi de 8,7%, e proporcionou uma k_s de $3,62 \times 10^{-6} \text{m/s}$. Portanto, com 5% de diferença entre os Vvs, a ordem de grandeza alterou de 10^{-9}m/s para 10^{-6}m/s . No total, dos 42 resultados, 3 valores estão na ordem de grandeza de 10^{-9}m/s , 6 valores na ordem de 10^{-8}m/s , 18 valores na ordem de 10^{-7}m/s e 15 valores na ordem de 10^{-6}m/s . Portanto, aproximadamente 80% dos valores se encontram entre as ordens de grandeza de 10^{-7} e 10^{-6} . Outros autores, como Brown *et al.* (2004), Nascimento (2005), Masad *et al.* (2006), Tarefder e Ahmad (2014), dentre outros, obtiveram, tanto experimentalmente quanto através de métodos analítico-experimentais, valores de permeabilidade nas mesmas ordens de grandeza dos valores obtidos no presente estudo para misturas asfálticas com granulometria densa e Vvs variando aproximadamente entre 4% e 12%. Além disso, de acordo com a classificação, com relação a drenagem de misturas asfálticas, proposta por O'flaherty (2002), valores de permeabilidade entre 10^{-6}m/s e 10^{-8}m/s são representativos de misturas asfálticas com baixa capacidade drenante ou consideradas como praticamente impermeáveis, respectivamente.

4.2 Distribuição do Vv e da k_s com a Altura das Amostras

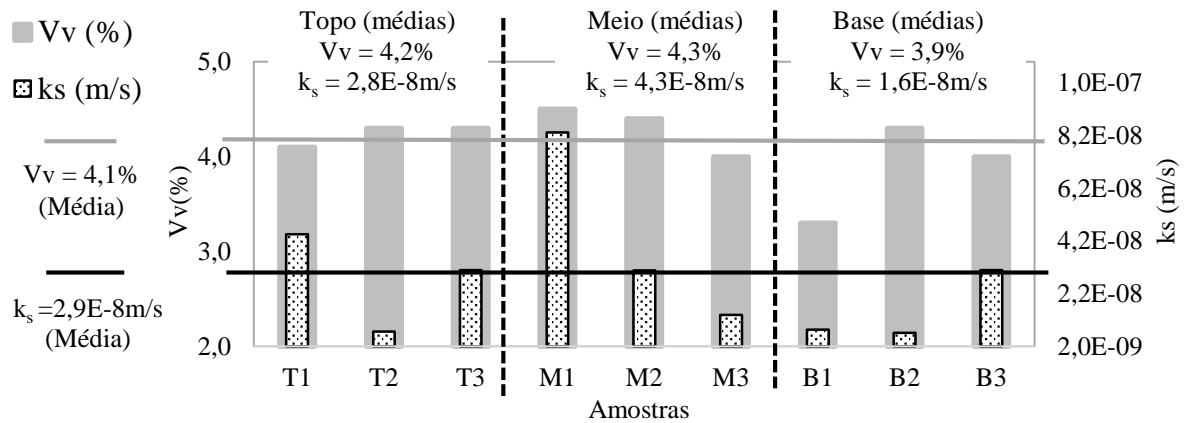
4.2.1 Amostras com 4% de Vv

A Figura 59 apresenta os resultados da distribuição do Vv e da k_s obtidos experimentalmente para as misturas asfálticas com 15cm e 12cm de altura, com Vv de 4%. Além disso, na mesma figura são apresentados os resultados obtidos para as amostras com 6,5cm de altura. As siglas T, M e B referem-se as partes topo, meio e base, respectivamente.

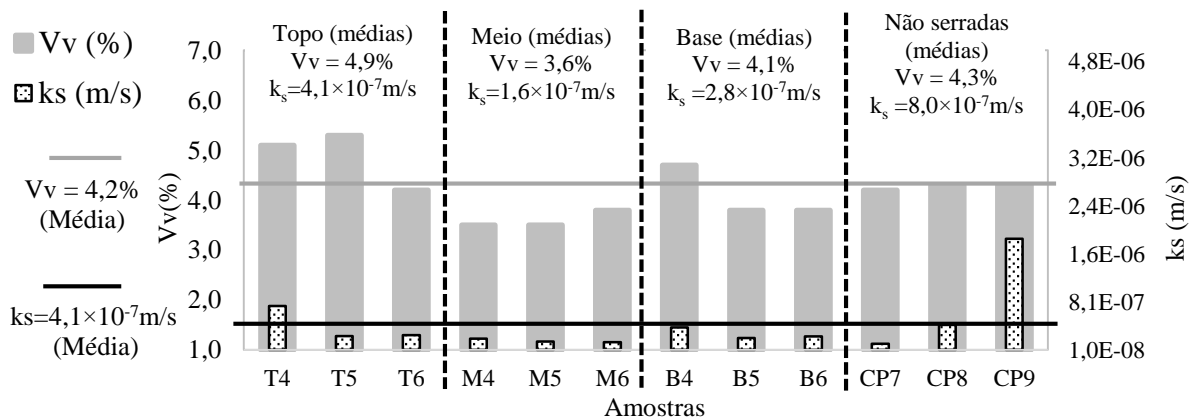
Analisando os resultados apresentados na Figura 59a, observa-se que, para as amostras com 15cm de altura serradas em três partes, o topo e a base apresentam, em média, menor Vv se comparada com a região central da amostra. Entretanto, verificou-se que o desvio padrão (σ) do parâmetro Vv entre os nove resultados obtidos foi de 0,4%, isto é, os valores do Vv variam dentro do intervalo aceito para o Vv de projeto ($4\% \pm 0,4$), exceto a amostra B1, onde o Vv observado foi de 3,3%. Já a variação da k_s com a altura da amostra, para as amostras

com 15cm de altura, seguiu o mesmo comportamento do V_v (ver Figura 59a). Em média, a k_s no meio da amostra foi aproximadamente duas vezes maior que a k_s na base e 1,5 vezes maior que a k_s no topo. Entretanto, a ordem de grandeza (10^{-8} m/s) não se modificou.

Figura 59 - Resultados de permeabilidade para amostras saturadas para a mistura asfáltica do tipo CA com 4% de V_v



(a) Resultados obtidos para amostras com 15cm de altura cortadas em três partes



(b) Resultados obtidos para amostras com 12cm de altura cortadas em três partes e amostras (CP7, CP8 e CP9) com 6,5cm de altura não serradas

Fonte: Próprio autor.

Para as amostras com 12cm de altura (Figura 59b), o comportamento com relação a distribuição do V_v inverte, isto é, o meio da amostra passa a ter um V_v , em média, menor (aproximadamente 1,3% menor com relação ao topo e 0,5% menor com relação a base). O σ dos resultados encontrados para as nove amostras avaliadas foi de 0,7%. Portanto, nesse caso (amostras com 12cm de altura), o V_v variou com a altura da amostra além da variação permitida em projeto ($4\% \pm 0,4$). Entretanto, esse comportamento do V_v com a altura da amostra não se refletiu, significativamente, nos valores da k_s , pois esses valores se mantiveram na mesma

ordem de grandeza (10^{-7} m/s) nas três partes das amostras, sendo que, em média, a k_s no topo é 2,5 vezes maior que a k_s no meio da amostra, como pode-se verificar na Figura 58b.

Esse comportamento da distribuição do Vv com a altura do CP observado para as amostras com 12cm de altura é semelhante ao observado na literatura para amostras com 10cm de altura ou menos, como pode-se verificar em Nascimento *et al.* (2006) e em Thyagarajan *et al.* (2008). Dessa forma, a partir desses resultados observados para as amostras com 15cm e 12cm de altura constata-se que a espessura da camada a ser compactada influencia diretamente na distribuição dos vazios. De acordo com Bernucci *et al.* (2010), no Brasil, em campo, a espessura máxima de mistura asfáltica compactada em uma única vez é de 10cm. Esta dimensão está relacionada a eficiência dos equipamentos disponíveis. Acima dessa espessura (10cm), a compactação ocorre por etapas, isto é, em pequenas espessuras.

Nesse contexto, como a distribuição dos vazios modifica à medida que a altura do CP aumenta, a permeabilidade também será alterada. As amostras com 15cm de altura apresentaram k_s com ordem de grandeza diferente da observada para as amostras com 12cm de altura, apesar do Vv de projeto ser o mesmo 4% ($\pm 0,4$), bem como o nível de compactação (100 giros no CGS). As amostras com 15cm de altura apresentaram k_s da ordem de 10^{-8} m/s, enquanto que, as amostras com 12cm de altura apresentaram k_s da ordem de 10^{-7} m/s. Tal fato pode ser explicado, em parte, pela altura do CP que influencia diretamente no cálculo do k_s (como pode-se ver na Equação 4). As amostras de 12cm de altura, quando cortadas em três partes, geram amostras com aproximadamente 4cm, isto é, 1cm a menos se comparadas as amostras obtidas a partir dos CPs com 15cm de altura. Além da diferença nas alturas do CP, observou-se que os valores de k_s para as amostras não serradas (amostras com 6,5cm de altura) estão na mesma ordem de grandeza (10^{-7} m/s) se comparados aos resultados observados para as amostras com 12cm de altura, como pode-se verificar na Figura 59b. Dessa forma, espera-se que a distribuição de vazios nas amostras com 6,5cm de altura seja equivalente a observada para as amostras com 12cm de altura, isto é, maior Vv nas extremidades (topo e base) e menor Vv no meio da amostra. Como a distribuição de vazios deve ser aproximadamente a mesma, a k_s tende a possuir também a mesma ordem de grandeza.

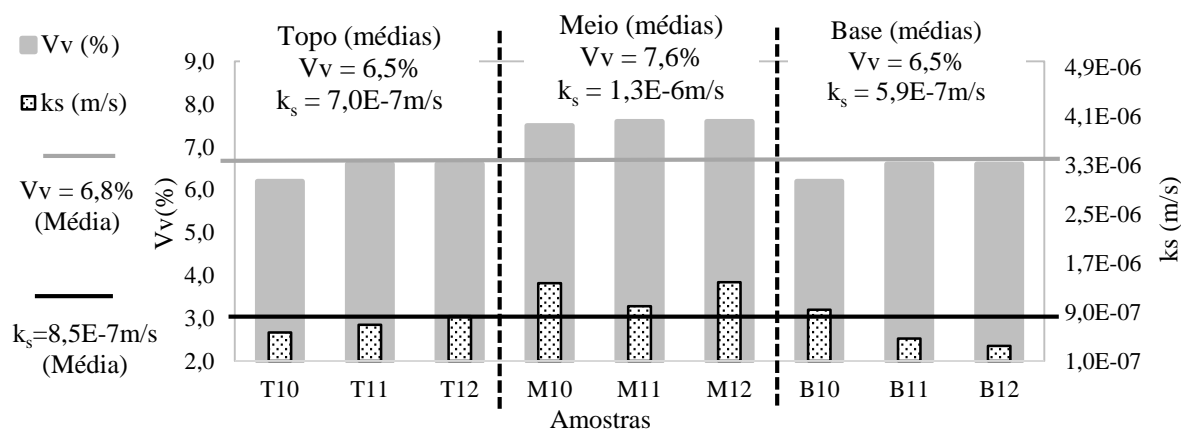
Tarefder e Ahmad (2014) também obtiveram o k_s de misturas asfálticas quando as mesmas foram cortadas em três partes (topo, meio e base). Esses autores avaliaram amostras retiradas de campo classificadas visualmente como pertencentes a rodovias com bom desempenho com relação ao dano por umidade, pois estes eram trechos que não apresentam fissuras aparente, isto é, trechos onde a água não tinha facilidade para infiltrar no revestimento. As misturas asfálticas avaliadas por esses autores apresentavam TMN de 19mm e percentagem

de CAP que variava entre 4,6 e 6,1. Além disso, o V_v variava de 4,2 até 9%. A k_s média no topo das amostras foi de $3,9 \times 10^{-6}$ m/s, no meio foi de $1,9 \times 10^{-6}$ m/s, e por fim a k_s média na base da amostra foi de $7,4 \times 10^{-7}$ m/s. Portanto, comparando os resultados obtidos pelos citados autores e os resultados obtidos no presente estudo e apresentados na Figura 59, verifica-se que o comportamento observado para amostras com 12cm de altura é semelhante ao comportamento observado Tarefder e Ahmad (2014), isto é, o topo apresenta maiores valores de k_s . Segundo Tarefder e Ahmad (2014), revestimentos com permeabilidade próxima de zero ou muito elevada no topo (por exemplo, acima de $1,25 \times 10^{-3}$ m/s, caso de misturas asfálticas do tipo CPA) devem apresentar menor dano provocado pela água. Por outro lado, revestimentos que apresentam permeabilidade semelhante nas três partes (topo, meio e base), podem apresentar menor resistência ao dano por umidade induzida, pois a água tem maior facilidade de se manter dentro da camada. Dessa forma, para os resultados apresentados na Figura 59, para amostras com 4% de V_v , não foi observado mudança de ordem de grandeza entre os valores de k_s com a altura da amostra, indicando que, segundo as conclusões de Tarefder e Ahmad (2014), estas devem ser misturas asfálticas com menor resistência ao dano por umidade, pois a água se mantém no interior da estrutura.

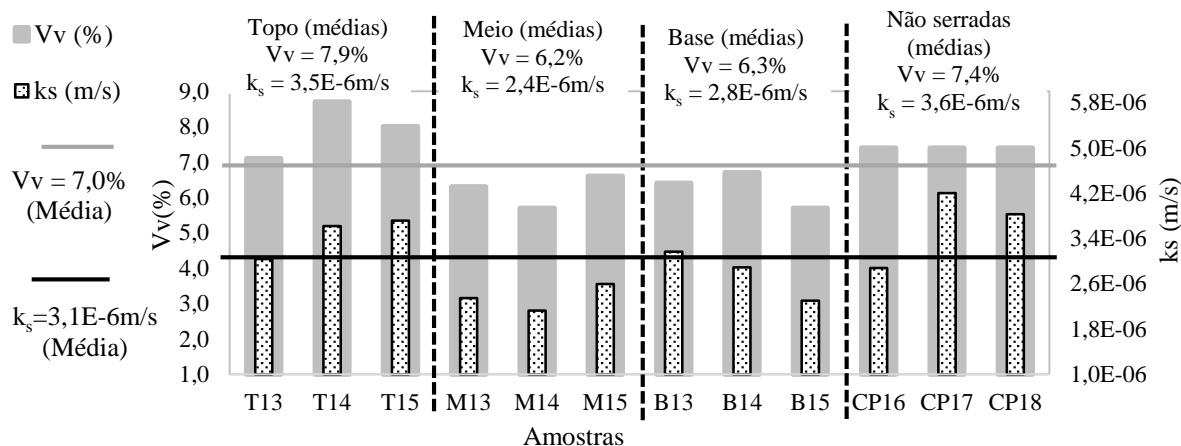
4.2.2 Amostras com 7% de V_v

Com relação a mistura asfáltica com 7% de V_v , os resultados obtidos são apresentados na Figura 60. As siglas T, M e B referem-se as partes topo, meio e base, respectivamente. Para as amostras com 15cm de altura (Figura 60a), o V_v no topo e na base são menores (cerca de 1%) se comparados ao V_v encontrado no meio da amostra. O desvio padrão do parâmetro V_v entre os nove resultados obtidos foi de 0,8%, isto é, os valores do V_v variam fora do intervalo aceito para o V_v de projeto ($7\% \pm 0,4$). Para as amostras com 15cm de altura e 7% de V_v , verifica-se que a ordem de grandeza dos valores de k_s aumentou (passando de 10^{-8} m/s para 10^{-7} m/s e 10^{-6} m/s) se comparada aquela observada para as amostras com V_v de 4%. Além disso, verifica-se que, para as amostras com 15cm de altura, a k_s observada no meio da amostra apresenta ordem de grandeza diferente do valor observado no topo e no meio da mesma. No meio, a k_s é da ordem de 10^{-6} m/s, enquanto que no topo e na base esta é da ordem de 10^{-7} m/s.

Figura 60 - Resultados de permeabilidade para amostras saturadas para a mistura asfáltica do tipo CA com 7% de Vv



(a) Resultados obtidos para amostras com 15cm de altura cortadas em três partes



(b) Resultados obtidos para amostras com 12cm de altura cortadas em três partes e amostras (CP16, CP17 e CP18) com 6,5cm de altura não serradas

Fonte: Próprio autor.

Para as amostras com 12cm de altura (Figura 60b), o V_v no meio e na base foram semelhantes (diferença de 0,1%), enquanto que, o V_v no topo foi aproximadamente 1,5% superior ao V_v observado no meio e na base das amostras. Apesar do valor do V_v no topo ser cerca de 1,5% maior que o valor do V_v no meio e na base da amostra, não houve mudança na ordem de grandeza dos valores de k_s . Para as amostras com 7% de V_v , assim como ocorreu com a mistura asfáltica com 4% de V_v , nas amostras não serradas, o valor da k_s obtido tem a mesma ordem de grandeza do valor observado para as amostras com 12cm de altura. Portanto, a distribuição dos vazios foi essencial para determinar a ordem de grandeza dos valores de k_s .

Nesse contexto, com base nos resultados observados para os dois V_v avaliados (4% e 7%) no presente estudo, verifica-se que a compactação exerce papel fundamental na distribuição dos vazios. Para se obter o V_v de 7%, a única modificação realizada foi a diminuição do número de giros, mantendo-se os mesmos materiais e o mesmo teor de ligante

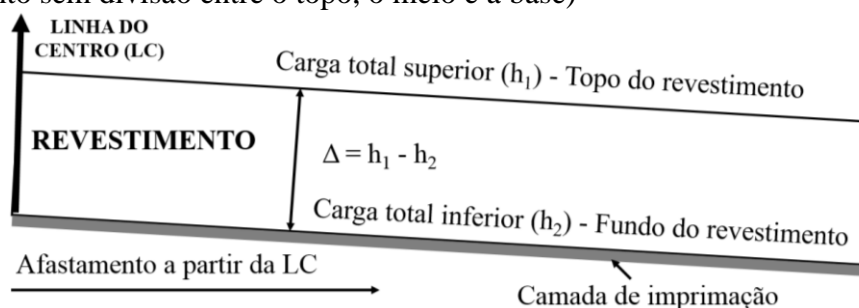
asfáltico de projeto. Na literatura, outros autores já verificaram o efeito da aplicação de diferentes níveis de compactação na permeabilidade. Kutay (2005) estudou diversas misturas asfálticas com diferentes granulometrias (graúda, miúda e descontínua) compactadas com diferentes níveis de compactação (25, 50 e 75 giros) e verificou que a permeabilidade das mesmas decresce exponencialmente com o aumento do número de giros.

4.3 Simulação de Fluxo: Cenário 1 (Base e Subleito com Capacidades Drenantes Baixas)

4.3.1 Avaliação da Influência da Espessura da Camada de Revestimento no Fluxo D'água nesta Camada do Pavimento

Para verificar o padrão de fluxo no revestimento, pode-se analisar a variação da carga total (h), pois para que o fluxo ocorra de um ponto para outro é necessário que haja uma diferença positiva entre o valor de h dos dois pontos. A carga total é a soma de duas parcelas: carga altimétrica e carga piezométrica. A carga altimétrica é a diferença entre o ponto considerado e qualquer cota definida como de referência. A carga piezométrica é a pressão d'água no ponto, expressa em altura de coluna d'água (Pinto, 2002). Dessa forma, para verificar a influência da espessura da camada de revestimento no fluxo d'água desta camada, foi analisado o valor de h na superfície do revestimento e no fundo do mesmo, de acordo como ilustrado na Figura 61. Para essa análise, foi utilizada a seção tipo 1 (seção onde é simulado o comportamento da camada de revestimento sem divisão entre o topo, o meio e a base).

Figura 61 - Ilustração dos pontos onde serão avaliados a carga total considerando seção tipo 1 (revestimento sem divisão entre o topo, o meio e a base)

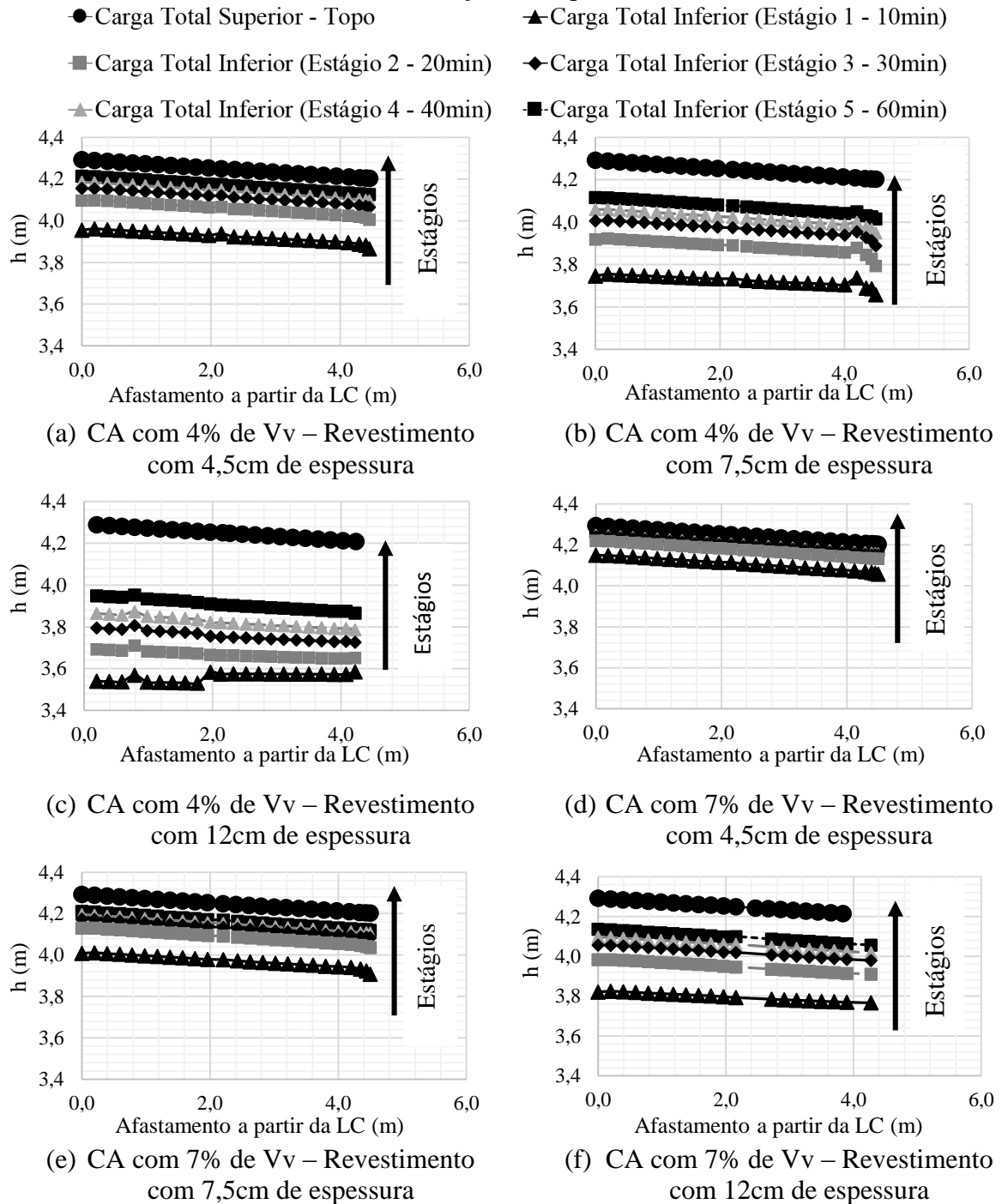


Fonte: Próprio autor.

Dessa forma, a Figura 62 apresenta o comportamento de h a partir do afastamento da LC do pavimento para as misturas asfálticas do tipo CA com 4% e 7% de Vv para as três espessuras (4,5cm; 7,5cm e 12cm) da camada de revestimento asfáltico avaliadas, considerando

o cenário 1 (camada de base e subleito com capacidades drenantes baixas) e condição isotrópica.

Figura 62 - Variação da h a partir da LC do pavimento para a mistura asfáltica do tipo CA com 4% e com 7% de Vv, considerando a condição isotrópica



Fonte: Próprio autor.

Analisando os resultados apresentados na Figura 62, verifica-se que, tanto para as simulações considerando o revestimento com 4% de V_v quanto para as simulações considerando o revestimento com 7% de V_v , com o tempo (saindo do estágio 1 – 10min até o estágio 5 – 60min), a diferença entre os valores de h para pontos no topo do revestimento e no fundo do mesmo diminui. Para o revestimento com 4,5cm de espessura e 4% de V_v (Figura 62a), no estágio 1, a diferença média entre a h no topo e no fundo do revestimento é de 0,32. Já no estágio 5, essa diferença é de 0,08, isto é, quatro vezes menor. Tal fato ocorre, pois à medida que a saturação da camada revestimento aumenta, a carga piezométrica tende a aumentar em cada ponto. Com o aumento da carga piezométrica, a carga total também aumenta, pois a carga altimétrica não se altera. No topo do revestimento os valores de h serão sempre constantes, pois é mantida uma lâmina d'água de 3mm durante os 60 minutos de análise. Já na parte inferior (fundo) do revestimento, o nível de saturação tende a aumentar com tempo à medida que água infiltra no interior da estrutura.

Para o revestimento com 7% de V_v , verifica-se que essa redução entre os valores de h no topo do revestimento e na parte inferior (fundo) do mesmo é menor se comparada ao que foi observado para a mistura asfáltica com 4% de V_v . Por exemplo, para o mesmo revestimento com 4,5cm de espessura, entretanto, com 7% de V_v (Figura 62d), no estágio 1 (10min), a diferença média entre os valores de h para os pontos no topo e na base foi de 0,14. Já no estágio 5 (60min), essa diferença foi de 0,02, portanto, sete vezes menor. Esse comportamento é justificado pela capacidade drenante do material, pois a mistura asfáltica com 7% de V_v apresenta k_s superior (quatro vezes maior) ao k_s observado para a mistura asfáltica com 4% de V_v . Dessa forma, a quantidade de água que entra na camada de revestimento tende a aumentar mais rapidamente. Quanto maior for o nível de saturação em um determinado ponto, maior também será a carga piezométrica naquele ponto e, conseqüentemente, maior será o valor da h . É importante ressaltar que, o objetivo de avaliar dois V_v s distintos foi verificar o efeito do V_v no momento em que a mistura asfáltica é lançada em campo, e cerca de 2 a 3 anos depois, quando os vazios da mistura asfáltica diminuem aproximadamente 3% devido a pós compactação do tráfego. Dessa forma, espera-se que, nos primeiros anos/meses da estrutura, os danos provocados pela água sejam maiores devido a maior facilidade para entrada da mesma no interior da estrutura, pois o revestimento com 7% de V_v satura mais rapidamente se comparado ao revestimento com 4% de V_v .

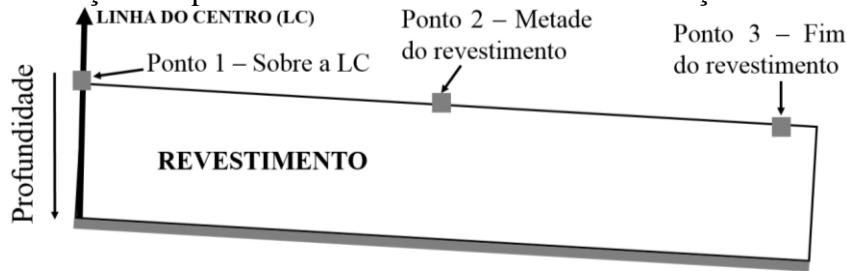
Ainda analisando os resultados apresentados na Figura 62, verifica-se que com o aumento da espessura da camada de revestimento (de 4,5cm até 12cm), a diferença entre os valores de h no topo (superior) e no fundo (inferior) do revestimento aumenta. Novamente, essa

diferença tende a aumentar, pois com o aumento da espessura da camada de revestimento, o material demora mais para saturar. Por exemplo, para as amostras com 4% de Vv, para o estágio 5 (60min), considerando o revestimento com 4,5cm de espessura (Figura 62a), a diferença média entre os valores da h para os pontos no topo e na base é de 0,08. No mesmo estágio, para o mesmo cenário, para o revestimento com 12cm de espessura essa diferença é de 0,34, isto é, mais de quatro vezes superior. Nesse contexto, para reduzir o dano provocado pela água é interessante evitar ou pelo menos minimizar a entrada da água na estrutura. Dessa forma, com base nos resultados apresentados na Figura 62, verifica-se que o aumento da espessura da camada de revestimento retarda a saturação do material. Portanto, espera-se que um revestimento com 12cm de espessura tenha uma maior resistência ao dano por umidade se comparado a um revestimento com 4,5cm. Entretanto, como alertado por Al Omari (2004), não somente minimizar a entrada de água na estrutura reduz a possibilidade de dano por umidade, é essencial evitar que a mesma permaneça no interior do material. Por esse motivo, é fundamental conhecer o tamanho, a forma e a distribuição dos vazios com a espessura da camada de revestimento, pois o armazenamento da água no interior da estrutura depende destes fatores. Entretanto, como a permeabilidade é um parâmetro que mede a capacidade de percolação de um fluido em um meio poroso, a distribuição da permeabilidade com a profundidade do revestimento asfáltico pode ajudar a caracterizar zonas vulneráveis com relação ao dano por umidade, pois quanto menor for o valor do k , maior será a dificuldade do fluido em percolar pelo meio poroso. A seguir esse comportamento (distribuição da permeabilidade com a profundidade da camada de revestimento) será avaliado, e as conclusões iniciais com relação a influência da espessura da camada de revestimento no fluxo d'água serão complementadas.

4.3.2 Avaliação do Comportamento da Permeabilidade com a Profundidade da Camada de Revestimento

Para verificar o comportamento da permeabilidade com a profundidade do revestimento, foram escolhidos três pontos no revestimento (Figura 63). O ponto 1 é localizado sobre a LC do pavimento, o ponto 2 é localizado na metade do revestimento (2,5m de distância a partir da LC) e o ponto 3 é localizado no fim do revestimento (aproximadamente 4,0m a partir da LC). Nesse contexto, a Figura 64 apresenta o comportamento do k com a profundidade da camada de revestimento para as misturas asfálticas com 4% de Vv e revestimento com 4,5cm e 12cm de espessura, condição isotrópica e seção tipo 1 (revestimento sem divisão entre topo, meio e base).

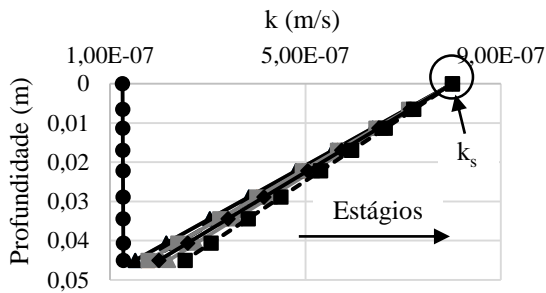
Figura 63 - Ilustração dos pontos onde foram avaliados a distribuição do k com a profundidade



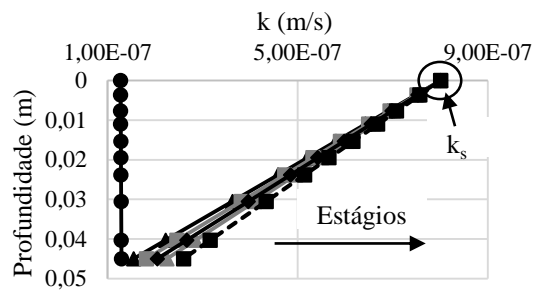
Fonte: Próprio autor.

Figura 64 - Distribuição do k com a profundidade do revestimento obtida a partir da simulação numérica dos revestimentos com 4,5cm e 12cm de espessura para a misturas asfáltica com 4% de Vv, condição isotrópica e seção tipo 1(revestimento sem divisão entre o topo, o meio e a base)

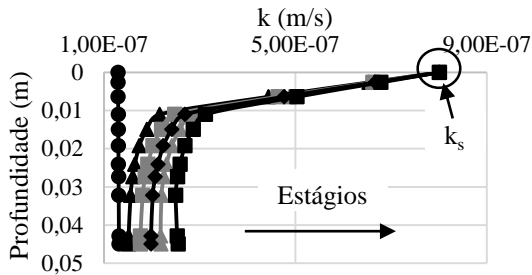
- Estágio Inicial ▲ Estágio 1 - 10 minutos ■ Estágio 2 - 20 minutos
- ◆ Estágio 3 - 30 minutos ▲ Estágio 4 - 40 minutos ■ Estágio 5 - 60 minutos



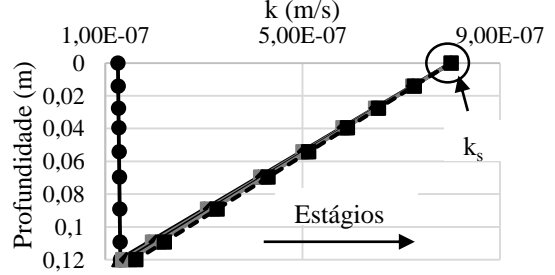
(a) CA com 4% de Vv e 4,5cm de espessura - Ponto 1



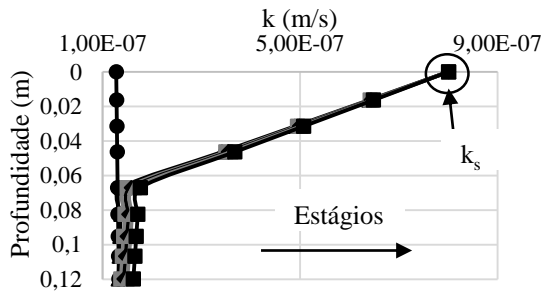
(b) CA com 4% de Vv e 4,5cm de espessura - Ponto 2



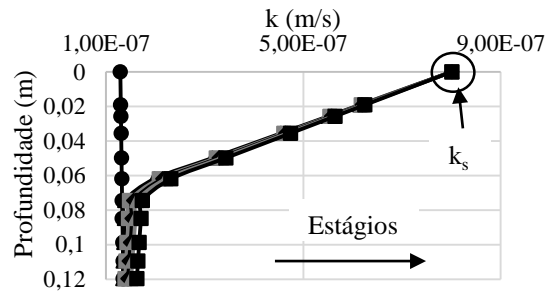
(c) CA com 4% de Vv e 4,5cm de espessura - Ponto 3



(d) CA com 4% de Vv e 12cm de espessura - Ponto 1



(e) CA com 4% de Vv e 12cm de espessura - Ponto 2



(f) CA com 4% de Vv e 12cm de espessura - Ponto 3

Fonte: Próprio autor

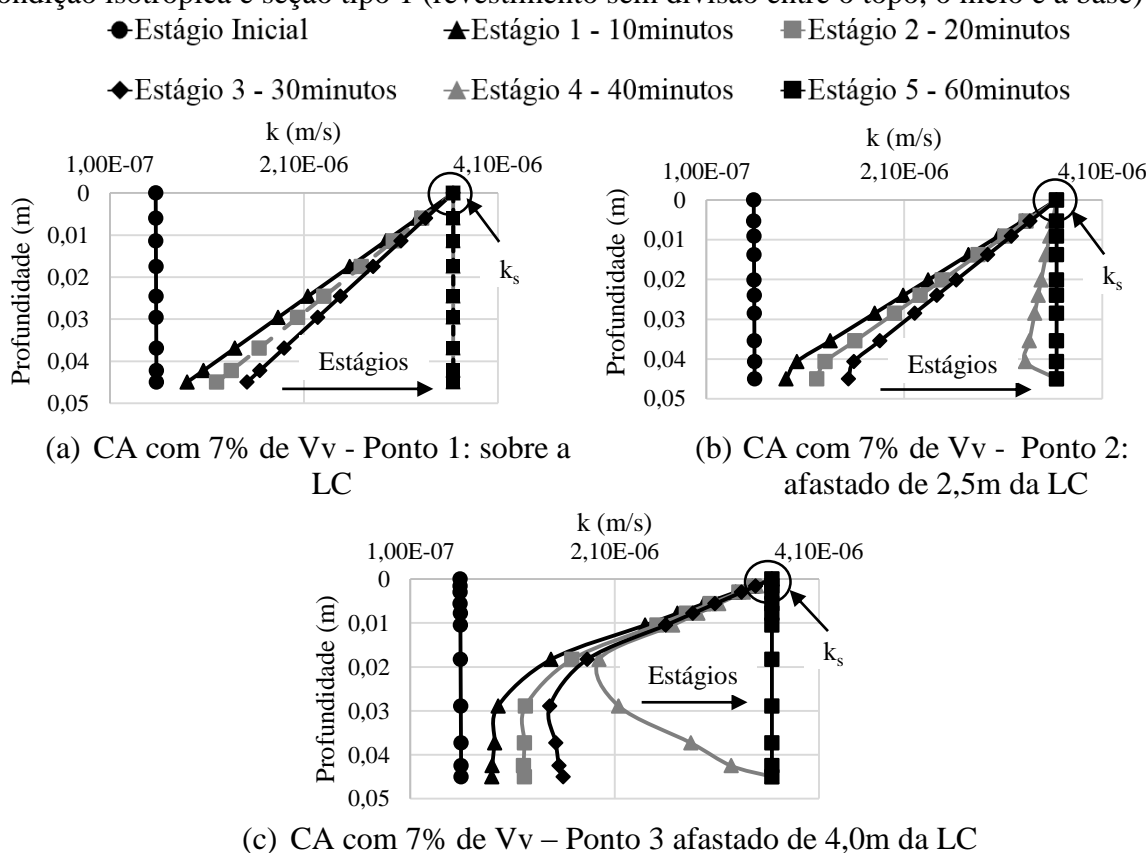
Como foi comentando anteriormente, com o tempo, a camada de revestimento tende a saturar e a permeabilidade é alterada nos diversos pontos desta camada, pois o k aumenta com o aumento da saturação até atingir o valor da k_s . Nesse contexto, analisando os resultados apresentados nas Figuras 64a, 64b e 64c, verifica-se que inicialmente o k é constante (estado inicial) com a profundidade. Entretanto, à medida que o tempo aumenta, saindo do estágio 1 (10min) até o estágio 5 (60min), a camada tende a saturar e o valor de k tende a aumentar se aproximando do valor da k_s . Na profundidade zero (topo do revestimento), a permeabilidade é igual ao valor da k_s em todos os estágios avaliados, pois o sistema mantém uma lâmina d'água (3mm) constante sobre a superfície. Com o aumento da profundidade (saindo de zero até 4,5cm ou 12cm), o nível de saturação tende a diminuir, pois a água vai preenchendo aos poucos os vazios da camada, e, conseqüentemente, os valores de k diminuem, chegando próximos do valor do k no estado inicial. É importante verificar que, para o revestimento com 4,5cm de espessura, no ponto localizado próximo do fim da camada de revestimento (Figura 64c), o comportamento observado foi diferente daquele obtido para os pontos localizados sobre a LC do pavimento e afastados de 2,5m da LC. Com apenas 1cm de profundidade, os valores de k já são próximos dos valores observados no estado inicial, indicando que nessa zona do revestimento o nível de saturação é diferente do observado, pelo menos até 2,5m afastados da LC.

Com relação a distribuição do k com a profundidade considerando um revestimento com 12cm de espessura, verifica-se que, na metade do revestimento (ponto 2), a partir de 6cm de profundidade, os valores de k são próximos dos valores observados no estado inicial. Dessa forma, com base nesses resultados, verifica-se que o nível de saturação diminui à medida que os pontos se afastam da LC do pavimento. Portanto, para pontos localizados sobre a LC do pavimento, a espessura da camada de revestimento é indiferente, pois para os dois casos apresentados (Figuras 64a e 64d), tanto no revestimento com 4,5cm de espessura quanto no revestimento com 12cm de espessura, os valores de k decrescem linearmente com o aumento da profundidade. Entretanto, para o revestimento com 12cm de espessura, a partir dos pontos localizados na metade (ponto 2) do revestimento, a distribuição da saturação é diferente, proporcionando valores de k diferentes. Nesse contexto, com relação aos possíveis danos provocados pela água, os pontos localizados nessa região (sobre a LC e afastados de aproximadamente 2,5m da mesma) podem ser mais susceptíveis aos efeitos do dano por umidade, pois a água se armazena, inicialmente, nessa região.

Para o revestimento com 7% de Vv, a Figura 65 apresenta o comportamento do k com a profundidade da camada de revestimento com 4,5cm de espessura, condição isotrópica e seção tipo 1 (revestimento sem divisão entre topo, meio e base). É interessante verificar que,

já no estágio 4 (40min), a permeabilidade no ponto localizado na LC do pavimento já é a própria k_s , pois a saturação é igual ao valor de θ_s . Além disso, verificou-se novamente que no fim do revestimento o material apresenta saturação menor. Somente no estágio 5 (60min), o valor de θ_s e, conseqüentemente, o valor da k_s são alcançados. Dessa forma, com 7% de Vv a camada tende a saturar mais rapidamente se comparada a uma camada de mesma espessura, entretanto, com 4% de Vv.

Figura 65 - Distribuição do k com a profundidade do revestimento obtida a partir da simulação numérica do revestimento com 4,5cm de espessura para a mistura asfáltica com 7% de Vv, condição isotrópica e seção tipo 1 (revestimento sem divisão entre o topo, o meio e a base)

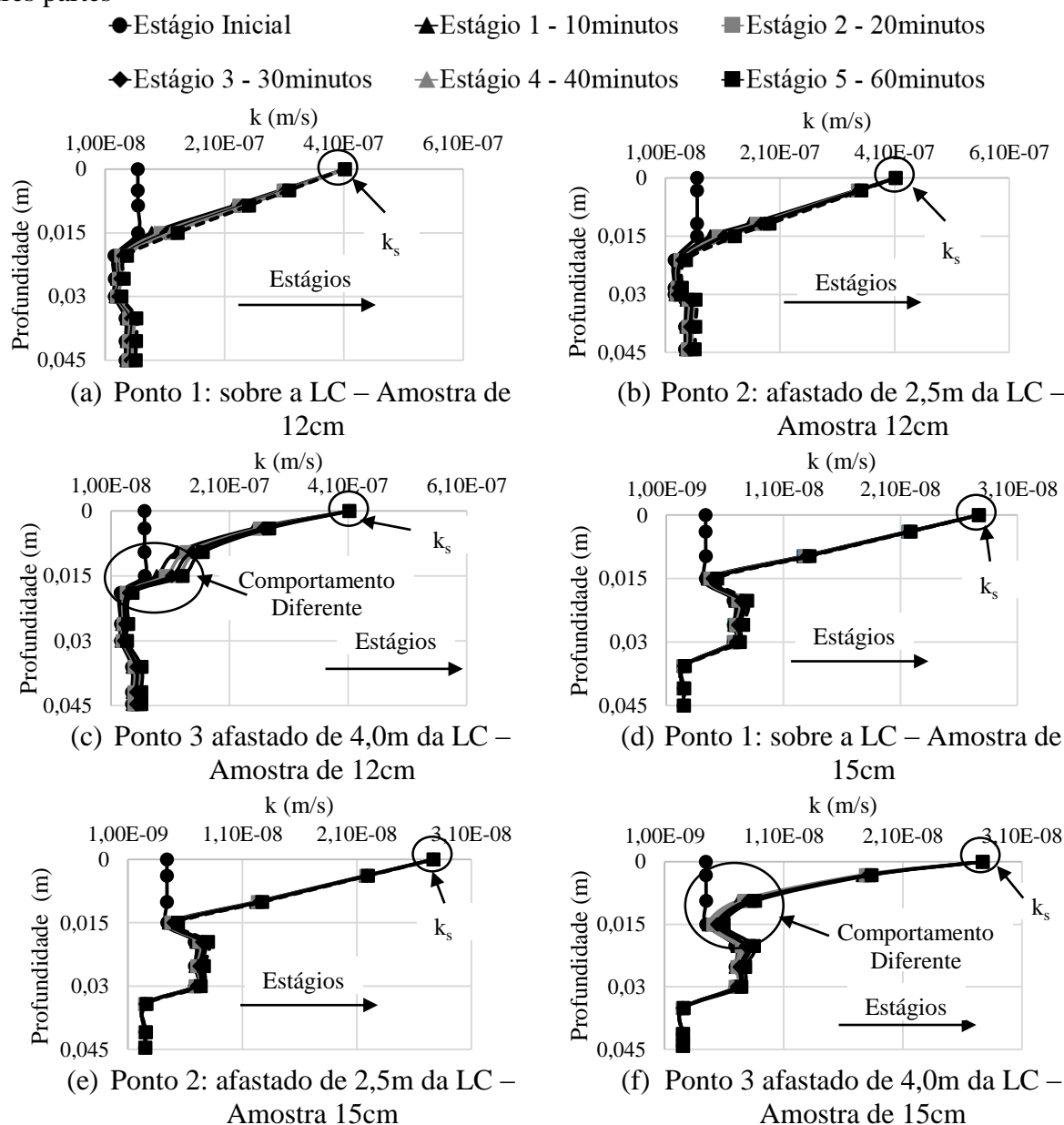


Fonte: Próprio autor.

No presente estudo, também foram realizadas simulações considerando os resultados experimentais obtidos a partir de amostras com 15cm e 12cm de altura cortadas em três partes. Nesse contexto, a seguir serão apresentados os resultados do comportamento da distribuição do k com a profundidade utilizando a seção tipo 2, isto é, a seção onde o revestimento é dividido entre topo, meio e base. A Figura 66 apresenta essa distribuição para o revestimento com 4,5cm de espessura, 4% de Vv, condição isotrópica e resultados obtidos a partir das amostras com 12cm e 15cm de altura, considerando os mesmos três pontos (ponto 1:

sobre a LC; ponto 2: afastados de 2,5m da LC e ponto 3: afastados de 4,0m da LC) sobre a camada do revestimento.

Figura 66 - Distribuição do k com a profundidade do revestimento com 4,5cm de espessura obtida a partir da simulação numérica para as misturas asfálticas com 4% de Vv, condição isotrópica e valores de k_s obtidos para amostras com 12cm e com 15cm de altura cortadas em três partes



Fonte: Próprio autor.

Analisando os resultados apresentados na Figura 66, verifica-se que, tanto para o revestimento simulado a partir das amostras com 12cm de altura quanto para o revestimento simulado a partir das amostras com 15cm de altura, com 1,5cm de profundidade o revestimento já atinge valores de permeabilidade próximos do estado inicial. Portanto, mesmo depois de 60

minutos com a lâmina d'água mantida constante, o nível de saturação ainda é muito baixo e a camada ainda está longe do comportamento saturado. Entretanto, para os resultados obtidos a partir das amostras com 12cm de altura, após 1,5cm de profundidade, a permeabilidade tende a diminuir, pois a região central apresenta menor V_v e menor k_s , isto é, uma menor capacidade drenante. Já para os resultados obtidos a partir das amostras com 15cm de altura, no centro da amostra o V_v é maior e a k_s também. Como consequência, os valores de k tendem a aumentar nessa região (entre 1,5m e 3,0cm de profundidade), pois a capacidade drenante é maior.

Ainda analisando os resultados apresentados na Figura 66, verifica-se que no ponto 3 (ponto localizada aproximadamente 4,0m da LC), o comportamento dos valores de k com a profundidade são diferentes do comportamento observado nos pontos 1 e 2. Tanto para os resultados obtidos a partir de amostras com 12cm de altura quanto para as amostras com 15cm de altura, na interseção entre o topo e o meio verificou-se que houve uma redução do nível de saturação. Por exemplo, com 1cm de profundidade, para os resultados obtidos a partir de amostras com 12cm de altura, os valores de k no ponto 1 (Figura 66a) são próximos do valor de $2,1 \times 10^{-7}$ m/s, enquanto que, no ponto 3 (fim do revestimento – Figura 66c), com 1cm de profundidade, os valores de k são próximos de $1,5 \times 10^{-7}$ m/s, portanto, menores que $2,1 \times 10^{-7}$ m/s. O mesmo comportamento é observado para os resultados obtidos a partir de amostras com 15cm de altura, como pode-se verificar nas Figuras 66d e 66f. Essa diminuição do nível de saturação foi observada principalmente na primeira interseção (topo e meio). Na interseção entre o meio e a base, essa modificação não foi observada para nenhum dos casos avaliados na Figura 66.

Nesse contexto, para os resultados de simulação de fluxo obtidos a partir das amostras com 12cm de altura, o k diminui com a profundidade. Segundo Kutay (2005), o nível de compactação pode influenciar na distribuição de vazios e determinar a quantidade de água que pode infiltrar na camada. Esse autor afirma que, em campo, o aumento do nível de compactação reduz a profundidade com que a água pode penetrar no revestimento, reduzindo a possibilidade de dano por umidade. Entretanto, para camadas com menos de 10cm de profundidade, a água continua com capacidade de penetrar pelo topo do revestimento devido a distribuição dos vazios observada (maior V_v no topo e na base).

Diante dos resultados obtidos no presente estudo e das conclusões obtidas por Kutay (2005), acredita-se que essas não uniformidades com relação a distribuição dos vazios e, consequentemente, dos valores de k , gera regiões vulneráveis ao dano provocado pela umidade, pois a água, assim que entra no revestimento, encontra caminhos com maior ou menor facilidade de percolação. O principal problema é o armazenamento da água nessas regiões com diferentes capacidades drenantes. Uma vez que a água esteja armazenada no interior do

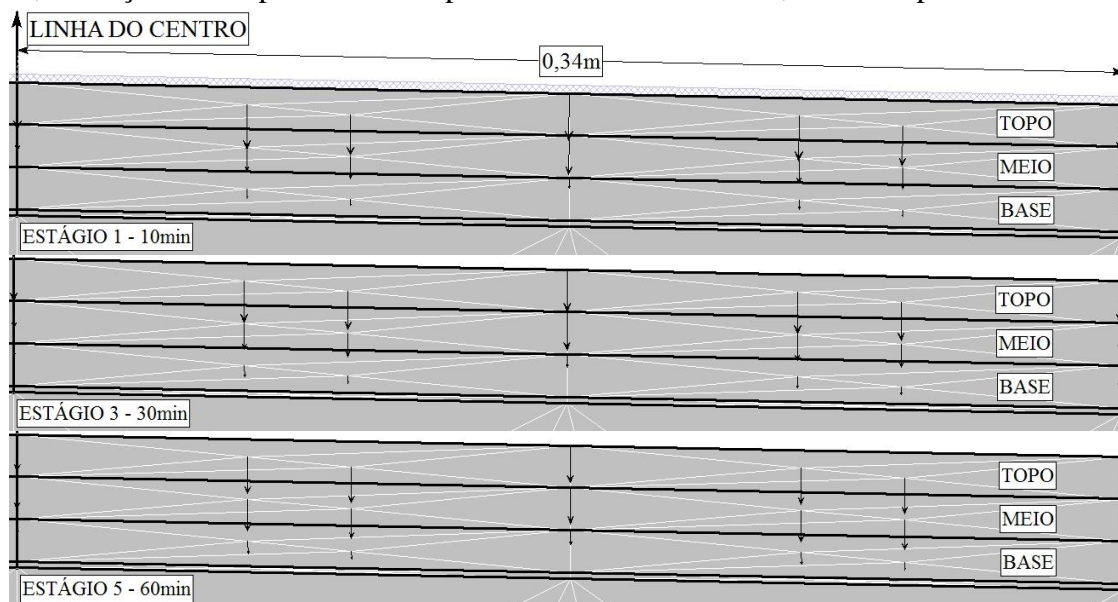
material, maiores são as possibilidades de dano por umidade. Dessa forma, acredita-se que as interseções avaliadas (topo e meio; meio e base) são regiões críticas com relação ao dano por umidade, pois estas são regiões onde o armazenamento da água tende a ser maior.

4.3.3 Avaliação da Influência da Condição Anisotrópica no Fluxo D'água da Camada de Revestimento Asfáltico

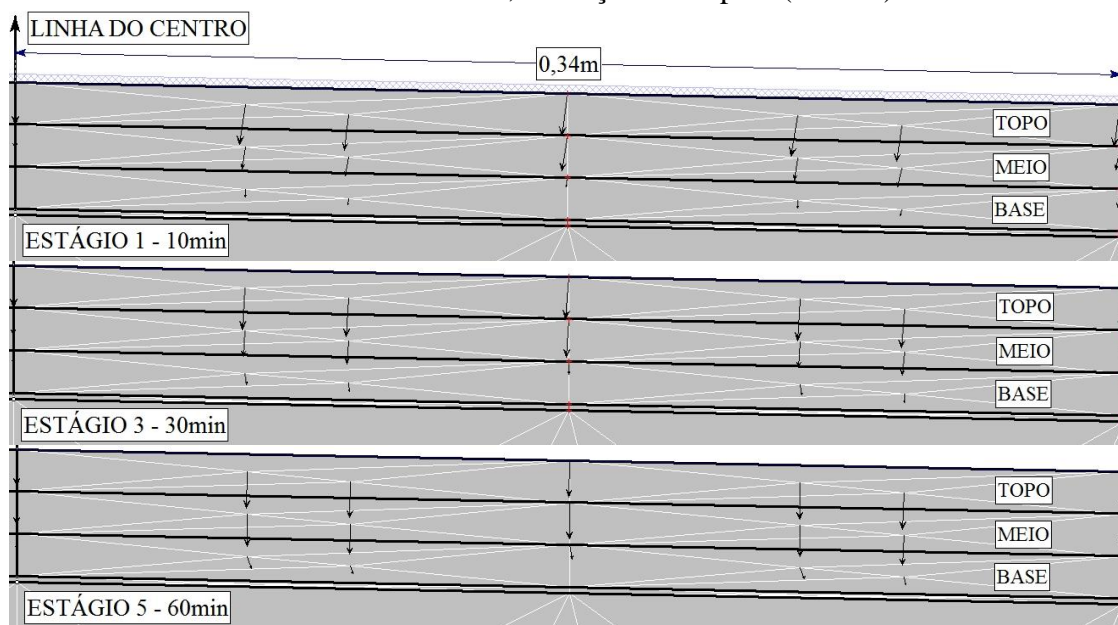
Para avaliar a condição anisotrópica das misturas asfálticas, foi simulado o comportamento do revestimento quando a permeabilidade horizontal (k_h) do mesmo é dez vezes maior que a permeabilidade vertical (k_v). Esse valor foi adotado, pois está dentro do intervalo (8,35 – 11,40) obtido por Al Omari (2004) para misturas asfálticas com granulometria densa. A Figura 67 apresenta o comportamento dos vetores de fluxo próximo da LC do pavimento para a situação inicialmente avaliada ($k_h/k_v = 1$) e para a condição anisotrópica do material ($k_h/k_v = 10$) para a mistura asfáltica com 7% de Vv. Foram utilizados dados experimentais de amostras com 12cm de altura que foram cortadas em três partes (topo, meio e base).

Na Figura 67a, observa-se que os tamanhos dos vetores de fluxo são maiores no topo do revestimento. Isto se deve ao fato de que a capacidade drenante dessa subcamada do revestimento é maior se comparada as outras duas (meio e base), isto é, a água tem maior facilidade de percolar pelo topo da camada. Quando o sistema é simulado considerando a condição anisotrópica (Figura 67b), o fluxo horizontal começa a ser observado na última subcamada do revestimento (a base). Entretanto, mesmo depois de 60min, o fluxo ainda é predominantemente vertical, mesmo considerando o k_h como dez vezes maior que o k_v . Entretanto, na condição anisotrópica, o sistema tende a aumentar o grau de saturação em um menor tempo, pois a quantidade de água dentro do sistema aumenta em um tempo menor devido a maior facilidade de percolação na direção horizontal. Desse modo, o fluxo horizontal surge antes do que surgiria se a camada fosse considerada isotrópica.

Figura 67 - Vetores de fluxo próximos da LC do pavimento para a mistura asfáltica com 7% de Vv, condições isotrópica e anisotrópica e revestimento com 4,5cm de espessura



(a) CA com 7% de Vv- Resultados obtidos a partir de amostras com 12cm de altura cortadas, condição isotrópica ($k_h/k_v=1$)



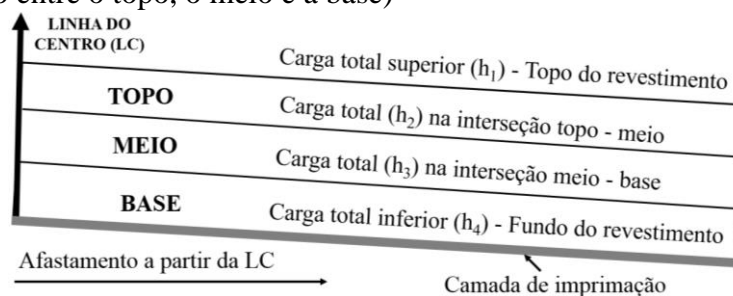
(b) CA com 7% de Vv- Resultados obtidos a partir de amostras com 12cm de altura cortadas, condição anisotrópica ($k_h/k_v=10$)

Fonte: Próprio autor.

Para verificar esse aumento do grau de saturação quando a condição anisotrópica é simulada, foi observado o comportamento dos valores da h na superfície do revestimento, na interseção do topo com o meio, na interseção do meio com a base do revestimento e no fundo do revestimento, isto é, na interseção do revestimento com a camada de imprimação do pavimento. A Figura 68 ilustra os pontos onde os valores da h foram avaliados considerando a

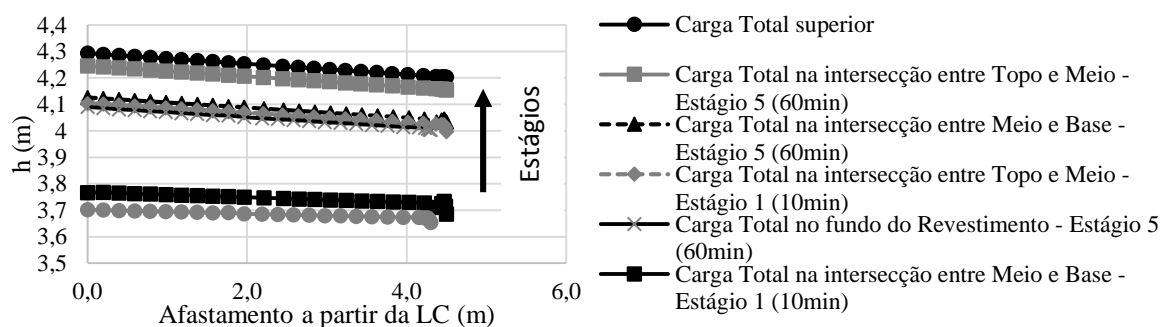
seção tipo 2 (revestimento dividido em três partes: topo, meio e base). Já a Figura 69 apresenta os resultados.

Figura 68 - Ilustração dos pontos onde serão avaliados a carga total considerando seção tipo 2 (revestimento dividido entre o topo, o meio e a base)

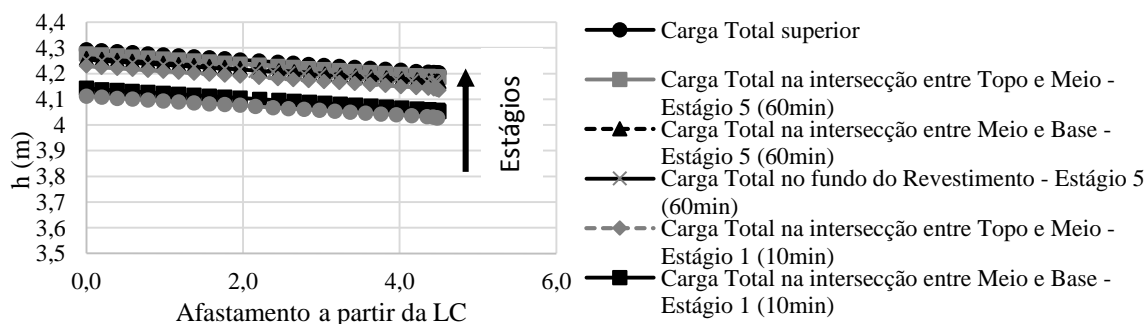


Fonte: Próprio autor.

Figura 69 - Variação da h a partir da LC do pavimento para a mistura asfáltica do tipo CA com 7% de Vv, considerando as condições isotrópica e anisotrópica



(a) Resultados obtidos a partir da simulação utilizando dados experimentais das amostras com 12cm de altura, condição isotrópica



(b) Resultados obtidos a partir da simulação utilizando dados experimentais das amostras com 12cm de altura, condição anisotrópica

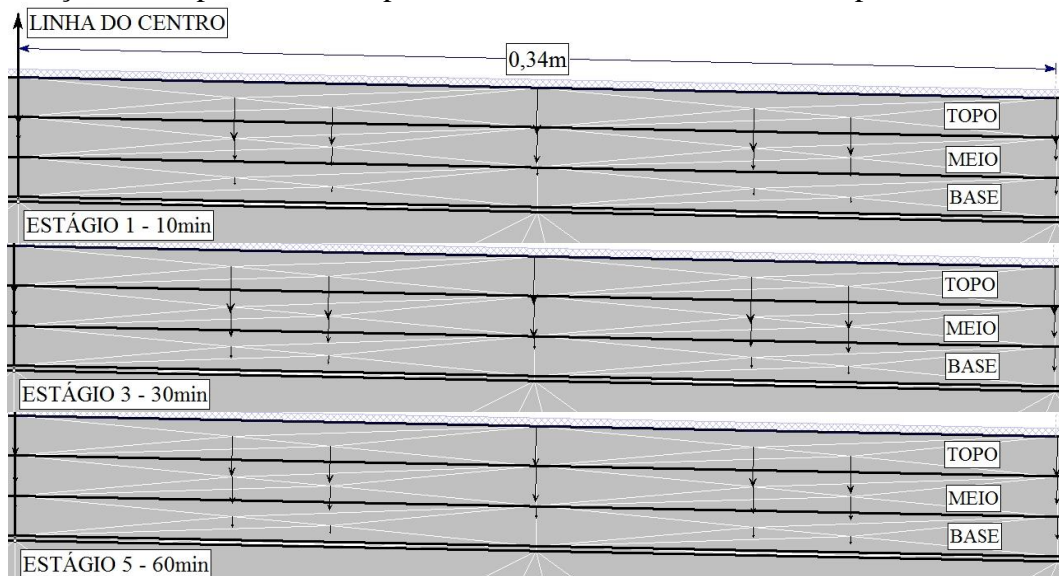
Fonte: Próprio autor.

Analisando os resultados apresentados na Figura 69 observa-se que na condição anisotrópica, a diferença entre os valores de h para pontos no topo do revestimento e nas interseções diminuem devido ao aumento da saturação provocado pela anisotropia. Por exemplo, verificou-se que, no estágio 1 (10min), a diferença entre os valores de h para os pontos

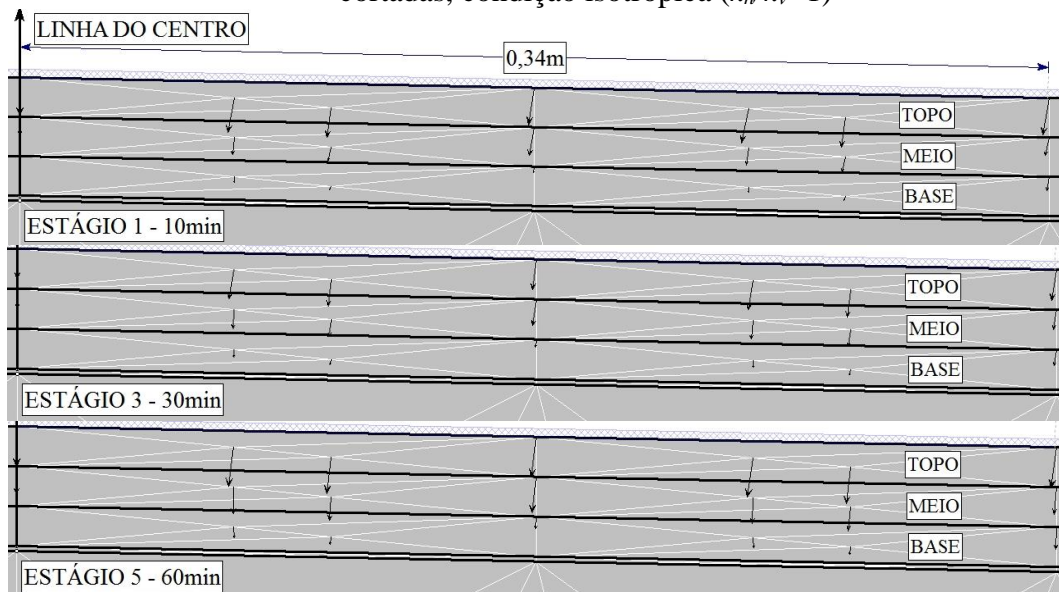
no topo do revestimento e na primeira interseção (topo e meio) diminuem de 0,18 para 0,06 quando a condição anisotrópica foi simulada.

Os resultados obtidos a partir de amostras com 15cm de altura e 7% de Vv foram diferentes dos resultados obtidos para as amostras com 12cm de altura e com o mesmo Vv. Para essas amostras, a anisotropia não influenciou no padrão de fluxo como pode-se verificar no comportamento dos vetores de fluxo apresentados na Figura 70.

Figura 70 - Vetores de fluxo próximo da LC do pavimento para a mistura asfáltica com 7% de Vv, condições isotrópica e anisotrópica e revestimento com 4,5cm de espessura



(a) CA com 7% de Vv - Resultados obtidos a partir de amostras com 15cm de altura cortadas, condição isotrópica ($k_h/k_v=1$)



(b) CA com 7% de Vv - Resultados obtidos a partir de amostras com 15cm de altura cortadas, condição anisotrópica ($k_h/k_v=10$)

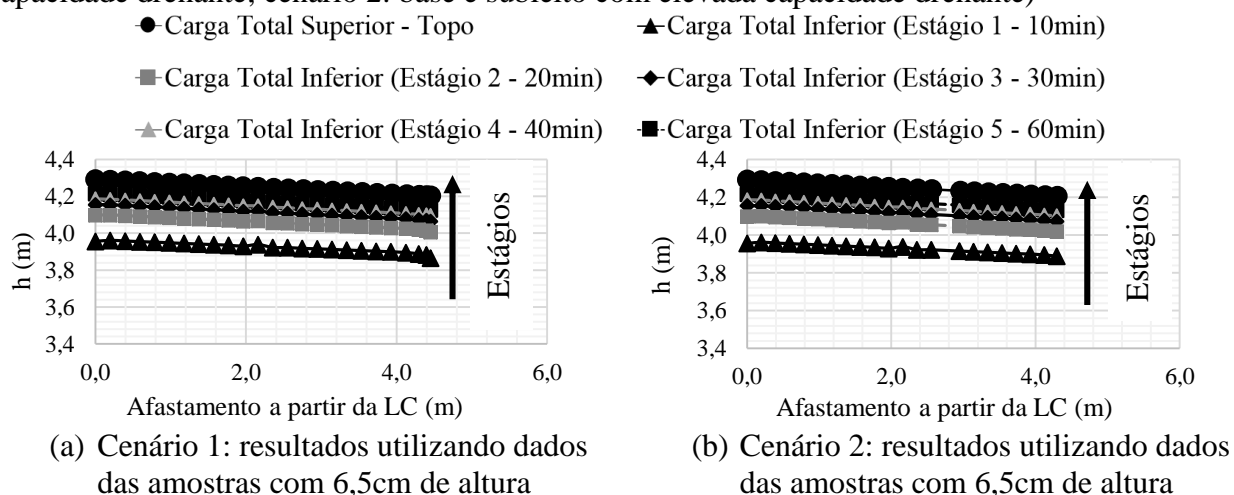
Fonte: Slide 6.0.

Para os resultados obtidos a partir das amostras com 15cm de altura (Figura 70), no estágio 1 (10min), condição isotrópica, a diferença entre os valores de h no topo do revestimento e na primeira interseção avaliada (topo - meio) foi de 0,178. Na situação anisotrópica essa diferença reduziu para 0,174, isto é, não houve influência da anisotropia. Tal fato reflete a maior dificuldade da água em percolar pelo topo do revestimento para esse caso avaliado (amostras com 15cm de altura), devido a menor capacidade drenante se comparado ao topo do revestimento simulado a partir dos resultados para amostras com 12cm de altura. Nas amostras com 12cm de altura e 7% de V_v , a capacidade drenante nas três partes (topo, meio e base) é semelhante, os valores de k_s estão na mesma ordem de grandeza, como foi apresentado anteriormente no início deste capítulo (Figura 60). Já para as amostras com 15cm de altura e 7% de V_v , o topo e a base apresentam ordem de grandeza de k_s (10^{-7} m/s) diferente e menor que a ordem de grandeza (10^{-6} m/s) no meio. Portanto, o topo com menor capacidade drenante retardou a saturação da camada mesmo considerando a anisotropia do material.

4.4 Simulação de Fluxo: Cenário 2 (Base e Subleito com Capacidades Drenantes Elevadas)

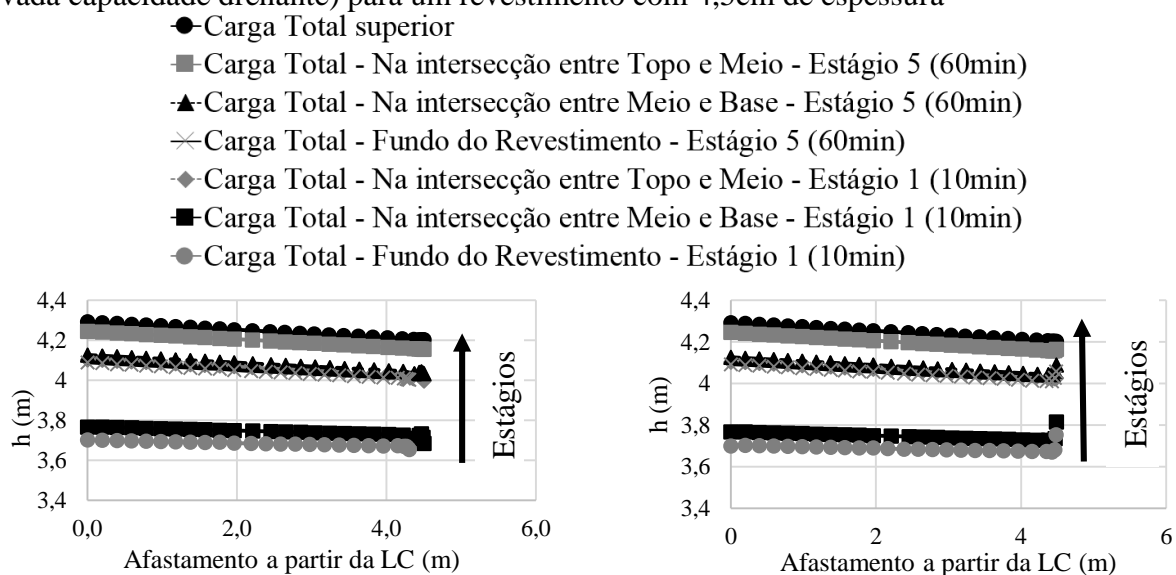
Quando o pavimento asfáltico é simulado considerando o cenário 2 (base e subleito com capacidades drenantes elevadas se comparado ao cenário 1), verifica-se que existe pouca influência no fluxo d'água na camada de revestimento. As Figuras 71 e 72 apresentam o comportamento dos valores de h para pontos no topo do revestimento e nas interseções avaliadas para um revestimento com 4,5cm de espessura, 4% de V_v , condição isotrópica, comparando os cenários 1 e 2 utilizando dados de amostras com 6,5cm, 12cm e 15cm de altura.

Figura 71 - Valores da h para os dois cenários avaliados (cenário 1: base e subleito com baixa capacidade drenante; cenário 2: base e subleito com elevada capacidade drenante)



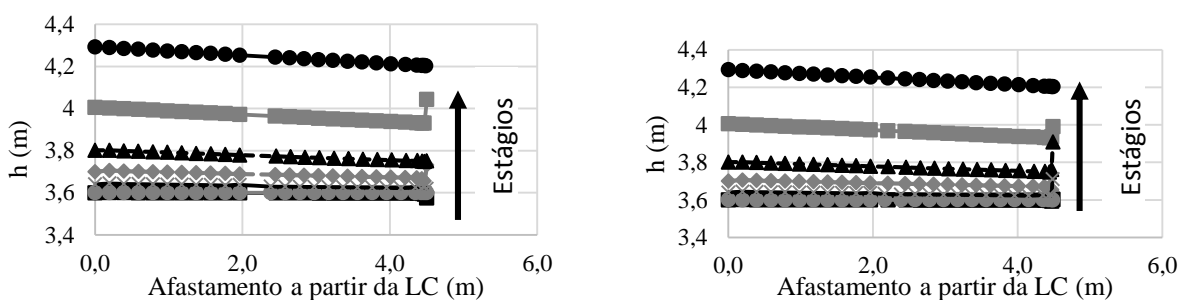
Fonte: Próprio autor

Figura 72 - Comparação do comportamento da carga total quando os dois cenários são avaliados (cenário 1: base e subleito com baixa capacidade drenante; cenário 2: base e subleito com elevada capacidade drenante) para um revestimento com 4,5cm de espessura



(a) Cenário 1: resultados utilizando dados de amostras com 12cm

(b) Cenário 2: resultados utilizando dados de amostras com 12cm



(c) Cenário 1: resultados utilizando dados de amostras com 15cm

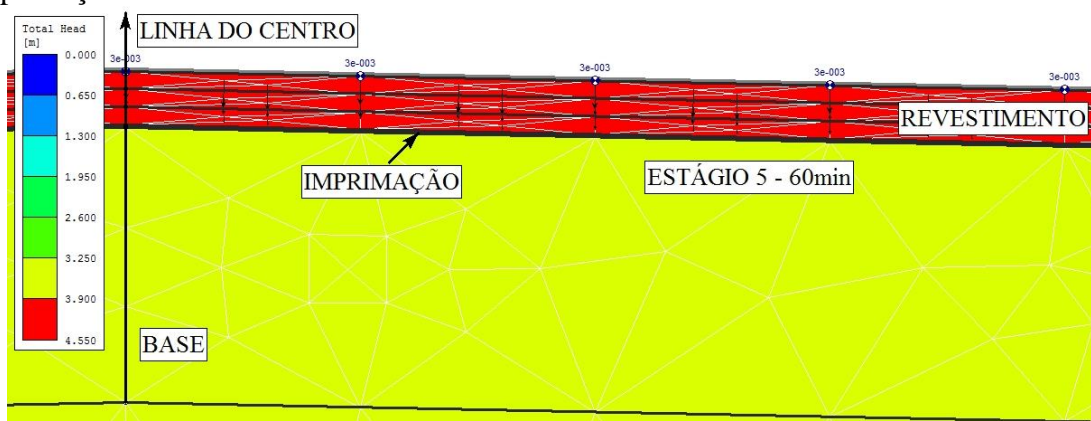
(d) Cenário 2 – resultados utilizando dados de amostras com 15cm

Analisando os resultados apresentados nas Figuras 71 e 72, verifica-se que, os valores de h são praticamente os mesmos para os dois cenários avaliados. Nesse contexto, verificou-se que, mesmo utilizando uma base com maior capacidade drenante, se comparada a camada de base utilizada no cenário 1, não houve influência desta no comportamento do fluxo e no nível de saturação na camada de revestimento. Tal fato demonstra a importância da existência da camada de imprimação, pois a mesma impermeabiliza a região de contato entre a camada de base e a camada de revestimento.

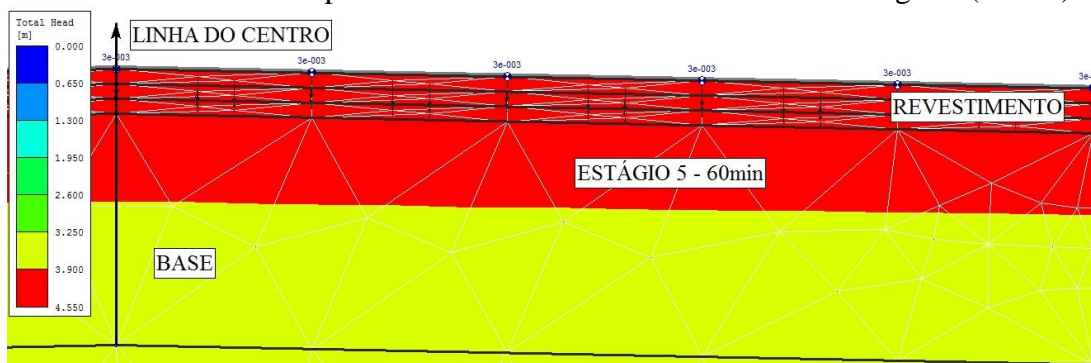
4.5 Influência da Camada de Imprimação no Fluxo D'água na Camada de Revestimento

Como foi abordado na análise anterior, quando a camada de base e o subleito apresentam capacidades drenantes diferentes, existe uma pequena influência no fluxo na região lateral, apenas na borda do revestimento. Portanto, o contato entre o revestimento e a camada de base é impermeabilizado pela camada de imprimação que impede tanto a saída da água do revestimento para a base, quanto a entrada de água da base para o revestimento. Para ilustrar a importância da camada de imprimação, a Figura 73 apresenta o comportamento da carga total (cor vermelha) para um revestimento com 4,5cm de espessura, 4% de Vv, condição isotrópica, cenário 1 (base e subleito com baixas capacidades drenantes), comparando o avanço da carga total com o tempo para a situação inicial (com imprimação) e para uma segunda situação (sem imprimação).

Figura 73 - Verificação do comportamento da carga total com e sem o uso da camada de imprimação



(a) Situação 1: com a camada de imprimação - Revestimento com 4,5cm de espessura, resultados obtidos a partir de amostras com 15cm de altura e estágio 5 (60min)

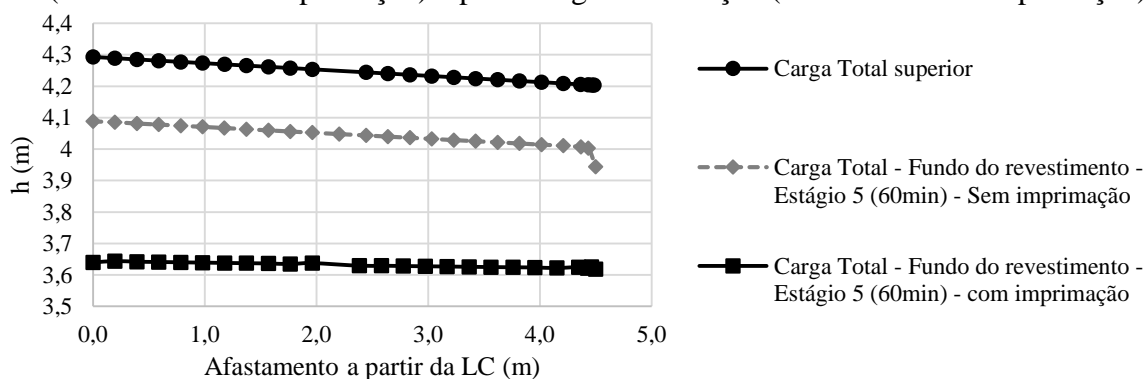


(b) Situação 2: sem a camada de imprimação - Revestimento com 4,5cm de espessura, resultados obtidos a partir de amostras com 15cm de altura e estágio 5 (60min)

Fonte: Slide 6.0.

Analisando o comportamento apresentado na Figura 73, verifica-se que sem a camada de imprimação, a carga total avança do revestimento para a camada de base. Dessa forma, a camada de imprimação funciona como um isolante entre essas duas camadas. Para quantificar essa diferença observada na Figura 73, a Figura 74 apresenta o comportamento da carga total no fundo do revestimento, para as situações com e sem imprimação e Estágio 5 (60min).

Figura 74 - Comparação dos valores da carga total no fundo do revestimento, para a situação inicial (com camada de imprimação) e para a segunda situação (sem camada de imprimação)



(a) Revestimento com 4,5cm de espessura, resultados obtidos a partir de amostras com 15cm de altura, estágio 5 (60min) e Vv de 4%

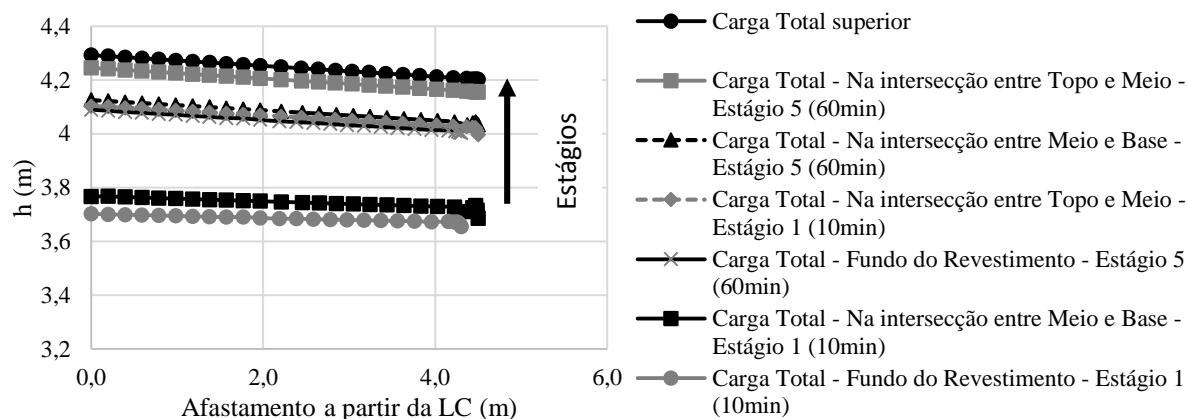
Fonte: Próprio autor.

Analisando os resultados apresentados na Figura 74, verifica-se que sem a camada de imprimação a diferença entre a carga total no topo do revestimento e no fundo do mesmo, no estágio 5, é 3 vezes menor. Portanto, sem a camada de imprimação, o revestimento tende a saturar mais rapidamente e, conseqüentemente, maiores são as possibilidades de dano por umidade. Além dos danos que podem surgir nas camadas granulares.

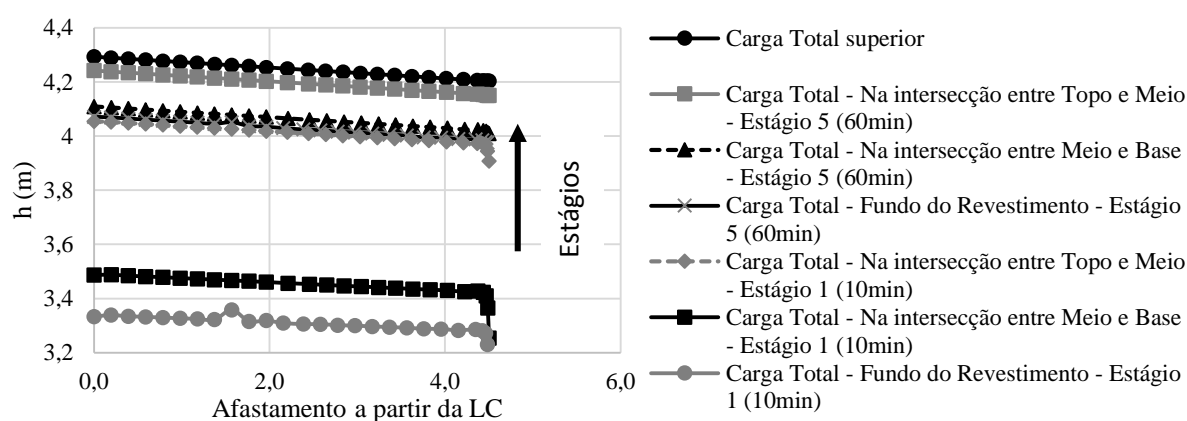
4.6 Influência do Nível do Lençol Freático no Fluxo D'água na Camada de Revestimento

Quando o lençol freático foi rebaixado de 0,76m de profundidade, medido a partir do topo do pavimento, para 1,5m de profundidade, verificou-se que o revestimento asfáltico retardou a saturação. A Figura 75 exemplifica essa situação para uma simulação que considera um revestimento com 4,5cm de espessura, Vv de 4% e resultados obtidos a partir de amostras com 12cm de altura.

Figura 75 - Comparação entre o comportamento da distribuição dos valores de h na camada de revestimento quando o nível do lençol freático é rebaixado de 0,76m para 1,5m



(a) Situação 1 - Nível do lençol freático a 0,76m do topo do pavimento



(b) Situação 2 - Nível do lençol freático a 1,5m do topo do pavimento

Fonte: Próprio autor.

A partir dos resultados apresentados na Figura 75, verifica-se que, no topo do revestimento, depois que a lâmina d'água é mantida constante durante 60min, a redução do nível do lençol freático de 0,76m para 1,5m não alterou o comportamento dos valores de h . Entretanto, para os primeiros 10min de análise, para a situação com o lençol freático localizado a 1,5m do topo do pavimento, verificou-se que a carga total para os pontos localizados na intersecção entre o meio e a base do revestimento, e a carga total localizada no fundo do revestimento apresentaram valores entre 3,5m e 3,3m, respectivamente. Já para o pavimento simulado com lençol freático localizado a 0,76m do topo do pavimento, no mesmo estágio (10min), nas mesmas intersecções, os valores de h estão no intervalo de 3,8m a 3,7m, respectivamente. Portanto, o nível do lençol freático retardou o nível de saturação do revestimento, entretanto, depois de 60min de análise, não foi observado nenhum efeito do rebaixamento do lençol freático para os dois casos avaliados (com e sem a existência da camada de imprimação).

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Os revestimentos asfálticos são geralmente caracterizados como impermeáveis, exceto os revestimentos drenantes que são projetados com essa função exclusiva de drenar as águas da chuva. Entretanto, em misturas asfálticas convencionais, como o CA, a baixa permeabilidade (geralmente abaixo de 10^{-5} m/s) nem sempre é suficiente para evitar que a água consiga penetrar nesse material, principalmente, quando o mesmo é submetido a chuvas com longas durações. Uma vez no interior do material asfáltico, a água pode agir no par ligante/agregado reduzindo a adesão entre esses dois componentes da mistura asfáltica. Além disso, a mesma pode gerar problemas de coesão dentro do próprio filme de ligante asfáltico. Tais problemas ocasionados pela presença da água no interior do revestimento asfáltico podem agravar mecanismos de dano, como por exemplo, a deformação permanente e o trincamento por fadiga. Dessa forma, modelar o fluxo d'água no interior do revestimento asfáltico, tem como objetivo principal caracterizar os possíveis caminhos que a água pode percorrer quando no interior desta camada do pavimento e assim poder associá-los ao mecanismo de dano por umidade induzida.

Nesse contexto, de forma a compreender o padrão de fluxo na camada de revestimento de um pavimento asfáltico hipotético, o presente trabalho avaliou este padrão utilizando como ferramenta o programa Slide 6.0. Para realizar as análises de fluxo, além da definição da geometria e das condições de contorno do problema, o Slide 6.0 necessita das propriedades hidráulicas (curva característica e função permeabilidade) dos materiais que compõem a estrutura a ser analisada. Para obter essas duas funções para as misturas asfálticas avaliadas, foi utilizado o modelo proposto por Van Genuchten (1980). Dos quatro parâmetros necessários para a aplicação desse citado modelo no Slide 6.0, dois deles (k_s e θ_s) foram obtidos experimentalmente, os restantes foram obtidos na literatura a partir de outros estudos realizados em misturas asfálticas. Com relação as condições contorno, foi observado o comportamento do fluxo quando uma lâmina d'água de 3mm é mantida constante durante 60min sobre a superfície do revestimento. Dessa forma, para atingir os objetivos do presente estudo, foi avaliado um revestimento asfáltico composto por diferentes Vvs (4% e 7%). Além disso, avaliaram-se os seguintes pontos: distribuição da permeabilidade com a altura das amostras; distribuição da permeabilidade com a profundidade do revestimento asfáltico; efeito da espessura da camada de revestimento no fluxo d'água nesta camada; influência do tipo de material utilizado na camada de base e no subleito no fluxo d'água da camada de revestimento; efeito da variação do nível do lençol freático e, por fim, a influência da existência da camada de imprimação no

padrão de fluxo no revestimento asfáltico. Com base nos resultados obtidos, as seguintes conclusões foram obtidas:

- a) Como no Brasil não existe um método normativo para se determinar a permeabilidade de misturas asfálticas. O método de ensaio utilizado para se obter os valores de k_s resultou em valores de permeabilidade menores que o máximo ($1,25 \times 10^{-5} \text{m/s}$) recomendado por Brown *et al.* (2004) para misturas asfálticas convencionais. Além disso, a ordem de grandeza dos valores encontrados foi semelhante a ordem de grandeza encontrada em outros estudos, tanto na literatura nacional quanto na literatura internacional. Entretanto, o método utilizado ainda é muito empírico, não sendo possível controlar a saturação do material durante a realização do ensaio. Além disso, a vedação lateral da amostra é um processo também empírico e demorado, entretanto, extremamente importante para que se obtenham valores realistas de k . Seria interessante tentar utilizar outros métodos para vedar lateralmente a amostra, como por exemplo, realizar o ensaio dentro de uma câmara confinada, semelhante àquela utilizada durante a realização dos ensaios confinados realizados tanto em solos como em misturas asfálticas. Nesse caso, a amostra será envolvida lateralmente com uma membrana de borracha, em seguida, a pressão de confinamento lateral será aplicada na amostra impedindo o fluxo d'água lateral.
- b) Com relação a distribuição dos vazios com a altura das amostras, conclui-se que a distribuição dos vazios se altera com a altura da amostra a depender da espessura da camada compactada. Amostras com até 12cm de altura apresentam menor V_v no centro e maior V_v nas extremidades. Amostras com maior altura (acima de 14cm) e mesmo esforço de compactação apresentam distribuição de V_v s diferentes. Nessas amostras, a região central apresenta maior V_v . Tal fato demonstra a importância da espessura da camada a ser compactada em campo, pois a distribuição de vazios é essencial para definir o percurso da água no interior do revestimento asfáltico. Além disso, amostras com 15cm de altura e 4% de V_v geraram variação do V_v com a altura dentro do que é permitido em projeto ($4\% \pm 0,4$), enquanto que, para amostras com 12cm de altura e mesmo V_v , o topo se apresenta, em média, com V_v aproximadamente 1% acima do

projetado. Nas amostras com 7% de V_v , para as duas alturas avaliadas, a variação do V_v com a altura foi fora do valor projetado ($7\% \pm 0,4$). Novamente, o topo das amostras com até 12cm de altura apresentou V_v com mais de 1% acima do V_v observado no topo e na base. A distribuição dos valores da k_s com a altura da amostra seguiu a mesma lógica da distribuição dos V_v s, isto é, quanto maior o V_v , maior tende a ser o valor do k_s . Entretanto, a ordem de grandeza do valor de k_s modificou somente para o revestimento com 7% de V_v e para as amostras com 15cm de altura. Neste caso, a ordem de grandeza da k_s no meio das amostras foi de 10^{-6} m/s, enquanto que no topo e na base das mesmas foi de 10^{-7} m/s. Dessa forma, sabendo que, na maioria das rodovias do Brasil, a espessura da camada de revestimento dificilmente ultrapassa 12cm de espessura, espera-se que o topo dessas camadas apresente maior V_v e maiores valores de permeabilidade facilitando a entrada de água na estrutura. Uma alternativa prática para minimizar esse problema seria, além da realização da compactação por etapas, utilizar um material com menor permeabilidade somente no topo revestimento, por exemplo, uma subcamada esbelta de 2cm.

- c) Com relação a simulação de fluxo, verificou-se que o aumento da espessura da camada de revestimento retarda o nível de saturação do material. Portanto, quanto maior for a espessura da camada de revestimento, espera-se que melhor seja a resistência do revestimento aos danos provocados pela água. Entretanto, o principal problema se dá pelo armazenamento da água na camada. Dessa forma, quanto maior for a espessura da camada de revestimento maior será a capacidade de armazenamento da mesma.
- d) Com relação a distribuição da permeabilidade com a profundidade do revestimento, constatou-se que o nível de saturação é diferente em diferentes pontos do revestimento. Para o comportamento não saturado, à medida que o nível de saturação aumenta os valores de k tendem a aumentar até atingir o valor de k_s (comportamento saturado). Para revestimentos com 4,5cm e 12cm de altura, para pontos localizados sobre a LC do pavimento, os valores de k decrescem linearmente com a profundidade, saindo do valor de k_s no topo do revestimento até atingir o mesmo valor de k no estado inicial. Entretanto, para o revestimento com 12cm de altura, para pontos localizados a partir de 2,5m

afastados da LC, com 6cm de profundidade os valores de k já atingem o comportamento inicial. No revestimento com 4,5cm de espessura, essa mudança na distribuição do k com a profundidade foi observada somente no fim do revestimento (ponto afastado aproximadamente 4,0m da LC do pavimento). Dessa forma, conclui-se que, inicialmente, o nível de saturação aumenta no topo do revestimento e diminui à medida que os pontos se afastam da LC do pavimento. Com 7% de V_v o mesmo comportamento foi observado, entretanto, a camada tende a saturar antes (já no estágio 4 – 40min) devido ao aumento da capacidade drenante.

- e) Com relação a simulação considerando a condição anisotrópica do revestimento asfáltico, verificou-se que o sistema tende a aumentar o grau de saturação em um menor tempo se comparado a condição isotrópica, pois a quantidade de água dentro do sistema aumenta em um tempo menor devido a maior permeabilidade do revestimento na direção horizontal. Nas simulações considerando os resultados obtidos a partir de amostras com 12cm de altura, o fluxo na direção horizontal surge antes do que surgiria se a camada fosse considerada isotrópica. Nesse caso, a maior permeabilidade do topo da camada de revestimento, somada ao aumento da permeabilidade na direção horizontal, facilitou a entrada de água no sistema. Já para os resultados obtidos a partir de amostras com 15cm de altura, mesmo considerando a condição anisotrópica, não foi observada mudança no padrão de fluxo, até mesmo considerando o revestimento com 7% de V_v . Para o revestimento simulado considerando os resultados obtidos a partir de amostras com 15cm de altura, o topo apresenta menor capacidade drenante. Tal fato retardou a saturação, pois esta dificulta a entrada da água, mesmo considerando a anisotropia do material.
- f) Quando o sistema foi simulado considerando o cenário 2 (base e subleito com elevada capacidade drenante se comparada ao cenário 1), verificou-se pouca influência no comportamento do fluxo d'água na camada de revestimento. A camada de imprimação impermeabilizou o contato entre a camada de revestimento e a camada de base do pavimento.

- g) A partir da simulação realizada considerando o pavimento sem a camada de imprimação, verificou-se que, sem essa camada o revestimento tende a saturar mais rapidamente. A camada de imprimação funciona como um isolante que impede a ascensão da água através da camada de base.
- h) Quando o lençol freático foi rebaixado de 0,76m para 1,5m abaixo do topo do pavimento, o nível de saturação na camada de revestimento retardou. Entretanto, após 60min de análise, não foi observado nenhum efeito no nível de saturação da camada de revestimento quando o lençol freático é rebaixado. Portanto, a depender da duração em que o revestimento está submetido à lamina d'água, o nível do lençol freático pode influenciar no comportamento da saturação na camada de revestimento.

Como sugestões para trabalhos futuros, lista-se:

- a) Determinar experimentalmente a permeabilidade horizontal de misturas asfálticas, pois no presente estudo, foram utilizados valores encontrados na literatura;
- b) Determinar experimentalmente a curva característica e a função permeabilidade de misturas asfálticas a partir dos métodos encontrados na literatura e utilizados em solos;
- c) Instrumentar trechos de revestimentos asfálticos utilizando tensiômetros ou psicrômetros para medir a pressão negativa d'água na camada de revestimento em diferentes pontos, como sobre a LC do pavimento, afastados de 2,5m da LC e no fim do revestimento;
- d) Analisar o comportamento do fluxo d'água em outras misturas asfálticas com diferentes granulometrias;
- e) Extrair amostras de campo e verificar o comportamento da permeabilidade das mesmas com a profundidade;

- f) Correlacionar a textura superficial do revestimento asfáltico com a permeabilidade no topo desta camada. Acredita-se que na extremidade do revestimento, cerca de 2 a 3mm do topo, a textura superficial influencia na entrada de água na estrutura;
- g) Utilizar o PDI para determinar o raio médio dos vazios nas amostras.

REFERÊNCIAS

- AASHTO T 166 (2000) Specifications for Superpave Volumetric Mix Design. Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, AASHTO Provisional Standards, Washington, D.C., USA.
- ABNT NBR 10786 (1989) Concreto Endurecido - Determinação do Coeficiente de Permeabilidade a Água. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ABNT NBR 14545 (2000) Solo - Determinação do Coeficiente de Permeabilidade de Solos Argilosos a Carga Variável. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ABNT NBR 15619 (2012) Misturas Asfálticas - Determinação da Densidade Máxima Teórica e da Massa Específica Máxima Teórica em Amostras não Compactadas. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ABNT NBR 15573 (2012) Misturas Asfálticas - Determinação da Densidade Aparente e da Massa Específica Aparente de Corpos de Prova Compactados. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Al-Omari, A. A. M. (2004) Analysis of HMA Permeability through Microstructure Characterization and Simulation of Fluid Flow in X-ray CT Images. Tese de Doutorado, Texas A&M University, Texas, USA.
- Ariza, P. (2002) Evaluation of Water Flow Through Pavement Systems. Projeto de Graduação, University of Florida, Estado da Florida, USA.
- Arambula, E. (2005) Influence of Fundamental Material Properties and Air Void Structure on Moisture Damage of Asphalt Mixes. Tese de Doutorado, Texas A&M University, Texas, USA.
- Arambula, E.; Masad, E.; Martin, A. (2007) Influence of Air Void Distribution on the Moisture Susceptibility of Asphalt Mixes. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 19, No. 8, p. 655-664.
- ASTM (2001) Standard PS 129-01, Standard Provisional Test Method for Measurement of Permeability of Bituminous Paving Mixtures Using a Flexible Wall Permeameter, *Annual Book of ASTM Standard*, Vol. 4.03, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D 5298 (2003) Measurement of Soil Potential (suction) Using Filter Paper. *Annual Book of ASTM Standard*, Vol. 4.08, ASTM International, USA.
- Balbo, J. T. (2007) Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil.
- Bernucci, L. B.; Motta, L. M.; Cerati, J. A. P.; Soares, J. B. (2010) Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. 3ª Ed., Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Botelho, F. V. C.; Santos Filho, F. P. (2002) Viabilidade de Execução de Asfalto Drenante com o Uso de Calcário do Distrito Federal. Estágio Supervisionado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, Brasil.

Brown, E. R.; Hainin, M. R.; Cooley, A.; Hurley, G. (2004) NCHRP - National Cooperative Highway Research Program. TRB, Relationship of Air Voids, Lift Thickness, and Permeability in Hot Mix Asphalt Pavements. Report 531.

Brooks, R. H., Corey, A.T. (1964) Hydraulic Properties of Porous Media. Colorado State University Hydrology. Paper N°3, USA.

Camacho, J. (2002) Peculiaridades de Distribuição de Umidades em Bases de Pavimento de Solo Arenoso Fino Laterítico. Tese de Doutorado, Poli-USP, São Paulo, SP, Brasil.

Caro, S. (2009) A Coupled Micromechanical Model of Moisture-Induced Damage in Asphalt Mixtures: Formulation and Applications. Tese de Doutorado, Texas A&M University, Texas, USA.

Chaves, F. J. (2010) Estudo de Misturas de Areia Asfalto a Frio em Pavimentação de Baixo Volume de Tráfego no Estado do Ceará – Contribuição ao Método de Dosagem. Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER-ME 086 (1994) Agregados - Determinação do Índice de Forma. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER-ME 083 (1998) Agregados - Análise Granulométrica. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNER-ES 386 (1999) Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Pavimentação: Pré-Mistura a Quente com Asfalto Polímero: Camada Porosa de Atrito. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNIT-ES 031 (2004) Pavimentação: Concreto Asfáltico. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNIT (2006) Manual de Drenagem de Rodovias. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Ellis, W. H., Schmidt, R. J. (1960) A Method for Measuring the Air Permeabilities of Asphalt Concrete Pavements. Road and Paving Session, ASTM, Atlantic City, New Jersey, USA.

Falcão, P. R. F. (2007) Estudo das Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de Concretos Asfálticos para Aplicação em Barragens. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília – UNB, Brasília, DF, Brasil.

Ferreira, W. L. G. (2013) Avaliação da Permeabilidade de Misturas Asfálticas com Diferentes Granulometrias. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil.

Freeze, R.A., Cherry, J.A. (1979) Groundwater. 3 Ed., Prentice Hall, London, UK.

Fredlund, D. G., Rahardjo, M. (1993) Soil Mechanics for Unsaturated Soils. Publicado por John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, USA.

Gallaway, B. M.; E Rose, Jerry, G. (1971) The Effects of Rainfall Intensity, Pavement Cross Slope, Surface Texture, and Drainage Length on Pavement Water Depths, Texas Transportation Institute, Research Report No. 138-5, Texas, USA, Brasil.

Guimarães, R. C. (2012) Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico – Análise do Comportamento Mecânico e Hidráulico do Núcleo. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília – UNB, Brasília, DF, Brasil.

Hunter, A. E.; Gordon, D. A. (2005) Numerical Modeling of Asphalt Mixture Site Permeability. *In: 84th Annual Meeting Transportation Research Board, USA.*

International Civil Aviation Organization – ICAO (2002). Airport Service Manual: Pavement Surface Conditions (DOC 9132, part 2.) 4^a Ed., Montreal.

Marinho, F. A. D. (2005) Os Solos Não Saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados. Texto Apresentado à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para o Concurso de Livre-Docência na Especialidade de Geomecânica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundação, São Paulo, SP, Brasil.

Masad, E.; Birgisson, B.; Al Omari, A.; Cooley, A. (2002) Analysis of Permeability and Fluid Flow in Asphalt Mixes. *In: 82th Annual Meeting Transportation Research Board, USA.*

Masad, E.; Castelblanco, A.; Birgisson, B. (2006) Effects of Air Void Size Distribution, Pore Pressure, and Bond Energy on Moisture Damage. *Journal of Testing and Evaluation, Vol. 34, No. 01, USA.*

Masad, E.; Al Omari, A.; Chen, H. (2007) Computations of Permeability and Anisotropy of asphalt Concrete Based on Microstructure Simulation of Fluid Flow. *Computational Materials Science, No. 40, p. 449-459, Washington, D.C., USA.*

Maupin Jr., G. W. (2000) Asphalt Permeability Testing in Virginia. *Transportation Research Record, No. 1723, Transportation Research Board, p. 83-91, Washington, D.C., USA.*

Nascimento, R. R. (2005) Utilização de Agregados de Argila Calcinada em Pavimentação: uma Alternativa para o Estado do Acre. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Nascimento, L.; Leite, L.; Campos, E. F. (2006) Uso da Tomografia Computadorizada e de Imagens Digitais para o Estudo de Misturas Asfálticas. *In: Anais do 18^o Encontro do IBP, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.*

Ning Lu e Likos, W. J. (2004) *Unsaturated Soil Mechanics*. Publicado por John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, USA.

O'flaherty, A. M. (2002) *Highways – The Location, Design, Construction and Maintenance of Road Pavements*. 4^a Ed. Design and Construction of Hot-Mix Bituminous Surfacing and Roadbases - Capítulo 12. Oxford, Butterworth Heinemann, UK.

Oliveira, C. G. M. (2003) Estudos de Propriedades Mecânicas e Hidráulicas do Concreto Asfáltico Drenante. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília, Distrito Federal, DF, Brasil.

Pinto, C. S. (2002) Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. 2ª Ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil

Pease, R. E. (2010) Hydraulic Properties of Asphalt Concrete. Tese de Doutorado, University of New Mexico, Albuquerque, New Mexico, USA.

Peixoto, V. C. (2011) Análise Paramétrica e Dimensionamento de Poços de Infiltração para Fins de Drenagem Urbana. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos de São Paulo - EESC-USP, SP, Brasil.

Porto, R. M. (2006) Hidráulica Básica. 4ª Ed., EESC-USP, SP, Brasil.

Prado, L. A.; Palma, G. (2012) Metodologia Analítica para Estimativa da Lâmina D'Água em Pavimentos Aeroportuários. Revista Conexão SIPAER, No. 2, Vol. 3, p. 38-65, Brasília, D.F. Brasil.

Kassem, E. (2005) Measurements of Moisture Suction in Hot Mix Asphalt. Dissertação de Mestrado, Texas A&M University, Texas, USA.

Kanitpong, K.; Benson, C. H.; Bahia, H. U. (2001) Hydraulic Conductivity (permeability) of Laboratory Compacted Asphalt Mixtures. Transportation Research Record, No. 1767, Transportation Research Board, p. 25-33, Washington, D.C., USA.

Kutay, M. E. (2005) Modeling Moisture Transport in Asphalt Pavements. Tese de Doutorado, University of Maryland, Maryland, USA.

Kutay, M. E.; Aydilek, A. H., Masad, E. (2007) Estimation of Directional Permeability of HMA Based on Numerical Simulation of Micro-scale Water Flow. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, No. 2001, p. 29-36, Washington, D.C., USA.

Ramos, P. P. M. (2009) Análise de Deformações Transientes em Misturas Asfálticas Aplicadas como Elemento Impermeabilizante em Barragens de Enrocamento. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília – UNB, Brasília, DF, Brasil.

Silva, C. E. B. D. (2005) Estudo da Permeabilidade de Misturas Asfálticas de Graduação Aberta. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, Brasil.

Souza, S. A. (2008) Avaliação da Capacidade de Escoamento da Água em Mistura Asfáltica Drenante: Proposta de Ensaio de Laboratório. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Thyagarajan, S.; Tashman, L.; Masad, E.; Bayomy, F. (2009) The Heterogeneity and Mechanical Response of Hot Mix Asphalt Laboratory Specimens. International Journal of Pavement Engineering, Vol. 11, p. 107-121.

Van Genuchten, (1980) A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils - Soil Science Society of America Journal, N°44, p. 892-898.

Zhang, Y.; Luo, R.; Lytton, R. (2012) Anisotropic Viscoelastic Properties of Undamaged Asphalt Mixtures. Journal of Transportation Engineering, Vol. 138, No. 1, p. 75-89.

Williams, R. C; Raouf, M. A.; J.S, P.E. (2010) Alternative Test Methods for Measuring Permeability of Asphalt Mixes. *In*: 89th Annual Meeting the Transportation Research Board, Washington, D.C., USA.