ANGELA MARTINS AZEVEDO

CONSIDERAÇÕES SOBRE A DRENAGEM SUBSUPERFICIAL NA
VIDA ÚTIL DOS PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

São Paulo
2007

ANGELA MARTINS AZEVEDO

CONSIDERAÇÕES SOBRE A DRENAGEM SUBSUPERFICIAL NA
VIDA ÚTIL DOS PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção de título de Mestre
em Engenharia.

São Paulo
2007

ANGELA MARTINS AZEVEDO

CONSIDERAÇÕES SOBRE A DRENAGEM SUBSUPERFICIAL NA
VIDA ÚTIL DOS PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção de título de Mestre
em Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia de Transporte

Orientador:
Prof. Dr. Carlos Yukio Suzuki

São Paulo
2007

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.
São Paulo, 19 de novembro de 2007

Assinatura do autor:

Assinatura do orientador:

FICHA CATALOGRÁFICA

Azevedo, Ângela Martins

Considerações sobre a drenagem subsuperficial na vida útil de pavimentos rodoviários / A.M. Azevedo. -- São Paulo, 2007. Edição Revisada. 156 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1.Pavimentação 2.Drenagem 3.Análise de desempenho I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II.t.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais,
Ana Merialba e Juvenal

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Carlos Yukio Suzuki, pelos valiosos ensinamentos. Pela dedicação e empenho que me servem de modelo e inspiração tanto profissionalmente quanto academicamente. E também pela amizade e confiança depositadas ao longo do tempo.

À Prof^a Dra. Liedi Bernucci e à Dra. Sandra Bertollo, pelas importantes sugestões incorporadas ao trabalho.

Ao Prof. Dr. José Tadeu Balbo, pela sua postura sempre crítica em relação aos fatos e pelo despertar do interesse pela área acadêmica.

Aos demais professores do PTR, por despertar o interesse pela engenharia rodoviária, e também aos professores dos demais departamentos da Engenharia Civil, PEF, PHD e PCC, pela formação proporcionada.

À PLANSERVI Engenharia pelo apoio incondicional e irrestrito em todas as fases deste trabalho.

À UNIP, Universidade Paulista, pelo estímulo na fase conclusiva deste trabalho.

Aos meus colegas de sempre, Mie, Edi e Denis, sem os quais a Poli teria sido muito mais difícil.

Aos meus colegas de pós-graduação: Leonardo, Douglas, André, Gino, Trentin, Eilaine e Daniela, pelas discussões técnicas.

Aos meus colegas da Planservi, pelos constantes incentivos ao longo de todo o período de elaboração desta dissertação.

À Gisele, Mario, Wanda e Gerson, por estarem sempre presentes.

À minha família – vó, vô, tias, titios, primas e primo, cuja distância não impede que estejam sempre próximos.

À minha mãe, Ana Merialba e ao meu pai, Juvenal. Por tudo o que eu sou, sei e faço. Tudo é resultado do empenho, confiança e amor de vocês.

Enfim, a todos aqueles que contribuíram direta e indiretamente para concretização deste trabalho, thanks! You're all very important to me.

RESUMO

Tem-se verificado, na prática, que a falta de drenagem subsuperficial é um dos principais fatores de deterioração precoce dos pavimentos. Ainda, verifica-se que são relativamente poucos os procedimentos de dimensionamento e modelos de análise de previsão de desempenho que consideram efetivamente o efeito deletério da drenagem na vida útil dos pavimentos.

No entanto, observa-se que pesquisas e experiências estrangeiras não estabeleceram ainda uma correlação quantitativa confiável entre a presença dos dispositivos de drenagem e o desempenho dos mesmos.

No trabalho foi realizada análise de sensibilidade dos modelos da AASHTO (versão de 1993) e HDM-4, considerados os mais difundidos na atualidade. Os modelos empregam coeficientes de drenagem para a consideração dos efeitos danosos da presença de água livre no interior de estruturas de pavimentos rígidos e flexíveis. Teoricamente, verificou-se que os modelos são sensíveis quanto à influência das condições de drenagem no desempenho dos pavimentos.

Foram analisados dados reais de certa malha viária no interior do estado de São Paulo e verificou-se, na prática, que os pavimentos flexíveis sem acostamento pavimentado, ou seja, com condições precárias de drenagem, têm apresentado desempenho inferior quando comparados com estruturas dotadas de acostamentos pavimentados mais impermeáveis.

Constatou-se a dificuldade de se adotar os coeficientes de drenagem nos modelos analisados, apesar da grande importância da fixação adequada no dimensionamento. Comenta-se no trabalho que, além da existência de dispositivos de drenagem subsuperficial, é necessário checar a sua continuidade e capacidade hidráulica ao longo de todo o sistema.

Sugerem-se procedimentos para o dimensionamento hidráulico do sistema de drenagem de pavimentos e a necessidade de se considerar a avaliação econômica ao longo de um período, de acordo com o desempenho esperado do pavimento (LCCA – Life Cycle Cost Analysis) quando da definição da concepção de pavimentos rodoviários drenantes, principalmente quando submetidos a tráfego pesado e em condições climáticas desfavoráveis.

Palavras-chave: drenagem de pavimentos; pavimentos rígidos; pavimentos flexíveis; análise de desempenho

ABSTRACT

There has been verified, in practice, that the absence of pavement drainage is one of the main factors of early degradation of pavements. More, there are few procedures of design and performance analysis that effectively consider the damage of water during the design period.

However, foreign experiments and researches do not establish a reliable correlation between the construction of pavement drainage features and pavement performance. In this text, there has been analyzed the AASHTO (version of 1993) and HDM-4 models, considered the most spread out in the present time. These models consider the damage effects of free water inside flexible or rigid pavement structures. Theoretically, it was verified that the models are sensitive about the influence of the conditions of draining in the pavement performance.

It had been analyzed real data of certain roadway network in the interior of the state of São Paulo and it was verified, in practical, that the flexible pavements without paved shoulder, that is, with precarious conditions of drainage, have presented lower performance when compared with structures endowed with paved shoulders more impermeable.

It was evidenced the difficulty of adopting the drainage coefficients in the analyzed models, although the great importance of the setting adjusted in the design. It is commented that, beyond the existence of devices of subsurface draining, is necessary to check its continuity and hydraulical capacity throughout the system.

It's suggested procedures for the hydraulical design of the pavement drainage system and the necessity of considering the economic evaluation throughout a period, in accordance with the waited performance (LCCA - Life Cycle Cost Analysis) when the definition of the conception of road pavements, mainly when submitted the heavy traffic and in unfavorable climatic conditions.

Keywords: pavement drainage; rigid pavements; flexible pavements; performance analysis

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Superfície de pavimento asfáltico com trincamento excessivo	22
Figura 2.2 – Origem da água nos pavimentos	24
Figura 2.3 – Superfície de CCP trincada	25
Figura 2.4 – Interface entre pista de CCP e acostamento asfáltico.....	26
Figura 2.5 – Acostamento não revestido	29
Figura 2.6 – Empoçamento de água no acostamento não revestido	29
Figura 2.7 – Acostamento não revestido. Detalhe: a água forma um canal de escoamento junto a superfície da pista	30
Figura 2.8 – Abertura de junta entre o pavimento de CCP e a sarjeta	30
Figura 2.9 – Água empoçada na junta do pavimento de CCP com a sarjeta.....	31
Figura 2.10 – Perfis de ascensão capilar relacionados ao histórico do nível d'água	32
Figura 2.11 – Desenho esquemático da ascensão capilar	33
Figura 2.12 – Ação da água livre em pavimentos asfálticos.....	35
Figura 2.13 – Efeito do Bombeamento em Pavimentos de CCP	36
Figura 2.14 – Variação de umidade no interior da placa de CCP.....	38
Figura 2.15 – Variação das tensões para a variação apresentado na figura 2.14.	38
Figura 2.16 – Dano relativo em função da espessura da placa e do módulo de reação do subleito ...	43
Figura 2.17 – Variação do teor de água não congelada no pavimento	44
Figura 2.18 – Variação do módulo de resiliência do subleito teor de água não congelada (segmento localizado em Dikey Lake, Montana)	45
Figura 2.19 – Redução estimada do módulo de reação do subleito em função da perda de suporte .	46
Figura 3.1 – Esquema do sistema de drenagem subsuperficial	53
Figura 3.2 – Posicionamento recomendado para a camada drenante em pavimentos rurais	55
Figura 3.3 – Posicionamento recomendado para a camada drenante em pavimentos urbanos	55
Figura 3.4 – Posicionamento dos drenos longitudinais	67
Figura 3.5 – Ábaco para estimativa da espessura da camada em condição de fluxo contínuo.....	75
Figura 3.6 – Drenagem da camada saturada em função do tempo	78
Figura 3.7 – Tempo de Drenagem x Porcentagem (Grau de Drenagem)	89

Figura 4.1 – Estrutura analisada	101
Figura 5.1 – Pavimento para tráfego pesado – Seção-tipo C1	115
Figura 5.2 – Pavimento para tráfego muito pesado – Seção-tipo C2	116
Figura 5.3 – Pavimento para tráfego leve – Seção-tipo A1	117
Figura 5.4 – Pavimento para tráfego meio pesado – Seção-tipo A2	118
Figura 5.5 – Pavimento para tráfego pesado – Seção-tipo A3	118
Figura 5.6 – Variação da vida útil – seção-tipo C1	120
Figura 5.7 – Variação da vida útil – seção-tipo C2	120
Figura 5.8 – Variação da vida útil em função do coeficiente de drenagem	122
Figura 5.9 – Variação da vida útil em função do SN	122
Figura 5.10 – IRI em função do Coeficiente de Drenagem – Seção Tipo C1 (Acostamento rígido) ..	124
Figura 5.11 – IRI em função do Coeficiente de Drenagem – Seção Tipo C1 (Acostamento flexível)	125
Figura 5.12 – IRI em função do Coeficiente de Drenagem – Seção Tipo C2 (Acostamento rígido) ..	125
Figura 5.13 – IRI em função do Coeficiente de Drenagem – Seção Tipo C2 (Acostamento flexível)	126
Figura 5.14 – IRI em função do Coeficiente de Drenagem	126
Figura 5.15 – Escalonamento em função do Coeficiente de Drenagem	127
Figura 5.16 – IRI em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A1	129
Figura 5.17 – IRI em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A2	130
Figura 5.18 – IRI em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A3	130
Figura 5.19 – Afundamento em trilha de roda em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A1 .	131
Figura 5.20 – Afundamento em trilha de roda em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A2 .	132
Figura 5.21 – Afundamento em trilha de roda em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A3 .	132
Figura 5.22 – Trincamento em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A1	133
Figura 5.23 – Trincamento em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A2	134
Figura 5.24 – Análise Econômica	146
Figura 5.25 – Avaliação funcional dos pavimentos – DR-2	148

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Coeficiente de perda de suporte	46
Tabela 2.2 – Bancos de Dados e segmentos rodoviários analisados	48
Tabela 2.3 – Defeitos em pavimentos asfálticos.....	50
Tabela 2.4 – Defeitos em pavimentos rígidos.....	51
Tabela 3.1 – Coeficientes de Permeabilidade	58
Tabela 3.2 – Determinação da Permeabilidade – Faixas Granulométricas para Bases Granulares ...	60
Tabela 3.3 – Características geométricas.....	84
Tabela 3.4 – Características das camadas.....	85
Tabela 3.5 – Faixas granulométricas dos materiais propostos.....	86
Tabela 3.6 – Determinação da Porcentagem de Saturação.....	88
Tabela 3.7 – Capacidade Hidráulica – Q (m^3/dia).....	94
Tabela 3.8 – Espaçamento entre saídas d'água (L) em metros	94
Tabela 4.1 – Relação entre Tempo e Qualidade de Drenagem	99
Tabela 4.2 – Valores recomendados para o coeficiente de drenagem (m_i) para pavimentos asfálticos	100
Tabela 4.3 – Determinação do número estrutural.....	101
Tabela 4.4 – Casos considerados.....	101
Tabela 4.5 – Resultado da análise de sensibilidade.....	102
Tabela 4.6 – Valores recomendados pela AASHTO para o coeficiente de drenagem (C_d) para pavimentos de CCP.	104
Tabela 4.7 – Valores recomendados para o coeficiente de drenagem (C_d).....	105
Tabela 4.8 – Critério recomendados para determinação de C_d	106
Tabela 4.9 – Casos considerados.....	106
Tabela 4.10 – Resultado da análise de sensibilidade.....	107
Tabela 4.11 – Critério recomendado para determinação de C_d	112
Tabela 4.12 – Defeitos considerados na análise	112
Tabela 5.1 – Parâmetros de dimensionamento	115
Tabela 5.2 – Parâmetros de dimensionamento	117

Tabela 5.3 – Casos analisados	119
Tabela 5.4 – Variação do Coeficiente de Drenagem m_i	121
Tabela 5.5 – Variação do Número Estrutural.....	121
Tabela 5.6 – Casos de análise.....	139
Tabela 5.7 – Fator de Drenagem	140
Tabela 5.8 – Custos de implantação – Caso 1	141
Tabela 5.9 – Custos de implantação – Casos 2 e 3	142
Tabela 5.10 – Manutenção periódica – selagem de juntas	143
Tabela 5.11 – Manutenção periódica – limpeza de drenos	143
Tabela 5.12 – Manutenção Especial – Restauração do pavimento.....	143
Tabela 5.13 – Resumo da Análise Econômica	144
Tabela 5.14 – Análise Econômica – Caso 1	144
Tabela 5.15 – Análise Econômica – Caso 2	145
Tabela 5.16 – Análise Econômica – Caso 3	145
Tabela 5.17 – Parâmetros de Classificação	148

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHO	American Association of State Highway Officials
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ATR	Afundamento em Trilha de Roda
CBR	California Bearing Ratio – Índice de Suporte California
CCP	Concreto de Cimento Portland
Cd	Coeficiente de Drenagem
DER/SP	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo
DF	Drainage Factor
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes
DRIP	Drainage Requirements in Pavements
EUA	Estados Unidos da América
FHWA	Federal Highway Administration
HDM	Highway Development and Management
HRB	Highway Research Board
HVS	Heavy Vehicle Simulator
IRI	International Roughness Index – Índice de Irregularidade Longitudinal
ISOHDM	International Study of Highway Development and Management
LCCA	Life Cycle Cost Analysis
LTPP	Long Term Performance Program
MEPDG	Mechanistic Empirical Pavement Design Guide
SN	Número estrutural
SNP	Número estrutural ajustado
USACE	United States Army Corps of Engineers – Corpo dos Engenheiros

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	Objetivo	17
1.2	Apresentação do trabalho	17
2	EFEITOS ADVERSOS DA PRESENÇA DA ÁGUA NOS PAVIMENTOS	20
2.1	Origem da água nos pavimentos	23
2.1.1	Infiltração	24
2.1.2	Capilaridade	31
2.1.3	O movimento da água nos solos	34
2.2	Efeitos do problema da água livre nos pavimentos	35
2.2.1	Empenamento	37
2.2.2	Poropressões	39
2.2.3	Perda de Suporte	40
2.3	Principais defeitos relacionados à umidade excessiva	47
3	CONCEPÇÕES DE PROJETO DE DRENAGEM SUBSUPERFICIAL	52
3.1	Componentes do Sistema	54
3.1.1	Camadas drenantes	54
3.1.2	Drenos Rasos Longitudinais	63
3.2	CrITÉRIOS de Dimensionamento	69
3.2.1	Estimativa da Infiltração de Projeto	70
3.2.2	Camadas drenantes	73
3.2.3	Drenos Rasos Longitudinais	80
3.3	Exemplo de aplicação	84

3.4	Relações entre o sistema de drenagem subsuperficial e a estrutura de pavimento do ponto de vista do dimensionamento	95
4	MÉTODOS DE ANÁLISE DE DESEMPENHO	96
4.1	Método da AASHTO.....	96
4.1.1	Pavimentos asfálticos	98
4.1.2	Pavimentos de concreto de cimento portland.....	102
4.1.3	Considerações gerais.....	108
4.2	Programa HDM-4.....	109
5	ESTUDOS E ANÁLISES DE SENSIBILIDADE PARA DIFERENTES CONDIÇÕES DE DRENAGEM	113
5.1	Introdução	113
5.1.1	Pavimentos de concreto de cimento portland.....	113
5.1.2	Pavimentos Asfálticos.....	116
5.2	Estimativa da vida útil dos pavimentos.....	119
5.2.1	Pavimentos de concreto de cimento portland.....	119
5.2.2	Pavimentos Asfálticos.....	121
5.3	Evolução dos parâmetros de desempenho.....	123
5.3.1	Pavimentos de concreto de cimento portland.....	124
5.3.2	Pavimentos Asfálticos.....	128
5.4	Análise dos resultados	134
5.4.1	Pavimentos de concreto de cimento portland.....	134
5.4.2	Pavimentos Asfálticos.....	136
5.5	Análise econômica – LCC	138
5.5.2	O caso do estado de São Paulo.....	147
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	150
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	155

1 INTRODUÇÃO

O desempenho insatisfatório do pavimento tem uma de suas causas relacionadas à infiltração de água na estrutura do pavimento. Entretanto, existem diferentes formas em que a água pode provocar danos ao pavimento. Conforme Cedergren (1974), a maioria dos defeitos provocados pelas águas subterrâneas e por percolação apresenta duas causas distintas:

- As partículas de solo migram para um ponto de saída, onde pode ocorrer o fenômeno de “piping”, ou erosão.
- Níveis de escoamento incontrolláveis, causados pela saturação, por existência de fluxos internos, subpressão elevada ou forças de percolação excessivas.

Assim, tem-se verificado que a água livre no interior da estrutura do pavimento é considerada uma das causas essenciais da deterioração precoce e desempenho insatisfatório ao longo do tempo, juntamente com o excesso de tráfego e falhas construtivas. Entretanto, a instalação de sistema de drenagem subsuperficial tem sido, até o momento, relegada a um segundo plano.

Os defeitos causados pela infiltração superficial são, geralmente, o resultado da exposição contínua a umidade, tendo como principais conseqüências a perda de rigidez das camadas de fundação com a saturação e a degradação da qualidade dos materiais pela interação com a umidade, culminando com a desagregação em pavimentos asfálticos e o trincamento em pavimentos de concreto de cimento portland.

O mecanismo de deterioração do pavimento devido ao excesso de umidade, apesar de diferente para estruturas rígida e flexível, deve ser tratado da mesma maneira, através do emprego de conceitos clássicos de drenagem e hidráulica aplicada.

A principal fonte de umidade excessiva na estrutura do pavimento é a infiltração de águas de chuva através das juntas e trincas. A maior parcela é devido à infiltração pela junta longitudinal pavimento / acostamento, particularmente quando são empregados revestimentos distintos (ex. pista de concreto de cimento portland e revestimento de concreto asfáltico), embora a água penetre também pelas trincas e

valetas laterais do acostamento e do canteiro central não totalmente impermeabilizados.

No Brasil, verificou-se que a versão do método de dimensionamento do DNER publicada em 1966 (Souza apud Senço, 1997), apresentava considerações acerca da pluviosidade característica dos locais onde os pavimentos seriam implantados, visando a correção no volume de tráfego. No entanto, com o passar do tempo e com a utilização de critérios modernos de dimensionamento, estas considerações foram resumidas a simples comentários, passando a não ter qualquer influência na estrutura dimensionada.

Neste ponto, cabe ressaltar que a abordagem do DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes) sobre o assunto pode gerar dúvidas quanto à sua aplicação. Embora o Manual de Drenagem apresente um capítulo inteiramente dedicado ao dimensionamento de drenagem subsuperficial (“Drenagem do Pavimento”), o Manual de Pavimentação apresenta as considerações transcritas a seguir (item 7.4.3.2.2 – versão de 1996):

“A descarga para os drenos profundos e subsuperficiais longitudinais não é geralmente calculada, pois pesquisas já realizadas no Estado do Paraná e observações nas mais diversas regiões do País, permitiram as seguintes constatações principais:

- A capacidade de vazão dos drenos profundos e subsuperficiais construídos atualmente é muito superior às descargas de contribuição que chegam a estes dispositivos, mesmo considerando-se precipitações com tempo de recorrência superior à vida útil dos pavimentos.
- Os métodos teóricos de cálculo de descargas de contribuição, espaçamento de drenos, tempo de resposta, etc., são de difícil aplicação prática, em virtude das anisotropias e heterogeneidades dos solos presentes nos segmentos rodoviários (mesmo naqueles considerados homogêneos).

Dessa forma, pode-se considerar como suficientes os projetos-tipo de drenagem do DNER.”

Assim, verifica-se que boa parte dos projetos rodoviários elaborados atualmente considera a utilização de drenos de pavimento, os quais são adotados sem verificação sobre a eficácia do seu emprego.

O presente trabalho foi desenvolvido com a intenção de avaliar a influência da eficácia de um sistema de drenagem subsuperficial no comportamento funcional e estrutural do pavimento, segundo modelos de desempenho utilizados internacionalmente.

1.1 Objetivo

O objetivo do trabalho é analisar, através de métodos e modelos existentes, a influência das condições de drenagem no desempenho de pavimentos rodoviários.

Com base em modelos de desempenho desenvolvidos pela AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials – e pelo Banco Mundial através da ISOHDM – International Study of Highway Development and Management Tools, pretende-se realizar uma análise de sensibilidade da vida útil em função da variabilidade das condições de drenagem.

As análises serão realizadas tanto para pavimentos rígidos, constituídos de placas de concreto simples de cimento portland, quanto para pavimentos asfálticos.

Como objetivo final da dissertação, espera-se verificar a importância da previsão de drenos subsuperficiais, relacionando ainda a uma previsão de custos de implantação em relação ao montante total de implantação de uma obra rodoviária.

1.2 Apresentação do trabalho

O trabalho está baseado no estudo do efeito deletério da presença de água no interior da estrutura do pavimento, relacionando as formas de penetração e movimentação da água na estrutura aos principais defeitos relacionados a umidade excessiva. Também são realizados estudos acerca da concepção de projeto de

drenagem subsuperficial e análise dos modelos de desempenho para previsão da vida útil do pavimento.

A seguir, apresenta-se a estruturação do trabalho.

- **Capítulo 1 – Introdução**

O objetivo principal deste capítulo é apresentar a conceituação da drenagem subsuperficial, evidenciando as principais características relacionadas aos critérios de dimensionamento e a influência da sua utilização.

- **Capítulo 2 – Efeitos Adversos da Presença da Água nos Pavimentos**

Este capítulo abrange a avaliação da bibliografia, descrevendo os conceitos relacionados a origem da água no interior da estrutura do pavimento, as formas de movimentação e o seu efeito deletério. O capítulo apresenta também uma descrição dos principais defeitos nos pavimentos rodoviários cuja gênese é a umidade excessiva.

- **Capítulo 3 – Concepções de Projeto de Drenagem Subsuperficial**

No Capítulo 3 são apresentadas e detalhadas as principais metodologias e os parâmetros para a estimativa da infiltração de projeto e para o dimensionamento hidráulico de um sistema de drenagem subsuperficial.

- **Capítulo 4 – Métodos de Análise de Desempenho**

No Capítulo 4 é descrito o modelo da AASHTO para previsão da vida útil dos pavimentos rodoviários. São apresentados os parâmetros considerados pelo modelo, com ênfase especial à consideração da drenagem subsuperficial no dimensionamento dos pavimentos rígidos e asfálticos.

Também nesse capítulo, apresenta-se análise do modelo apresentado pelo programa HDM-4, desenvolvido pelo Banco Mundial para priorização de investimentos em redes viárias. Para tanto, o programa apresenta um módulo de

previsão de desempenho de pavimentos, que consiste na estimativa da evolução de defeitos com a progressão do tráfego.

- **Capítulo 5 – Estudos e Análises de Sensibilidade para Diferentes Condições de Drenagem**

O Capítulo 5 é desenvolvido a partir da consolidação dos capítulos 2, 3 e 4, com a análise comparativa entre os modelos de desempenho.

Trata da análise de estruturas de pavimento rígido e asfáltico, onde são avaliados os parâmetros descritos no capítulo anterior.

O principal objetivo deste capítulo é verificar a influência das condições de drenagem no dimensionamento das estruturas de pavimento e no desempenho ao longo de um período de tempo, através da análise acerca da perda da serventia e da evolução dos defeitos.

- **Capítulo 6 – Conclusões e Recomendações**

O Capítulo 6 consolida as principais conclusões obtidas no trabalho e apresenta sugestões para a continuidade dos estudos nesta linha de pesquisa.

2 EFEITOS ADVERSOS DA PRESENÇA DA ÁGUA NOS PAVIMENTOS

Historicamente, verifica-se uma preocupação dos projetistas e construtores quanto aos efeitos da água no pavimento. Sabe-se que as estradas do Império Romano eram construídas acima do nível dos terrenos vizinhos, com uma camada drenante de areia sobre o subleito e com seções espessas de pedras lamelares cimentadas entre si, visando evitar a ação danosa da água no leito da via.

No século XIX, pesquisadores como Tresaguet, Metcalf, Telford e MacAdam trouxeram novamente à discussão a necessidade de manter a estrutura de pavimento livre da umidade excessiva. A partir desse momento, a drenagem passou a ser a tônica dos projetos viários.

No entanto, a partir do desenvolvimento de métodos racionais de dimensionamento de pavimento foi introduzido o conceito da utilização de amostras saturadas de solo para estimativa do suporte de bases, sub-bases e subleitos. Tornou-se idéia corrente que a utilização de bases espessas e subleitos estáveis, com boa capacidade de suporte sob condição de saturação, eram suficientes para garantir o bom desempenho da estrutura de pavimento.

Cedergren (1974) afirma que os projetistas, ao dimensionarem o pavimento a partir de procedimentos baseados em ensaios de amostras saturadas, como o método do CBR (que deu origem ao método do DNER – DNIT), não esperam que haja a necessidade de considerar também os fatores ambientais, como a intensidade de precipitação. Entretanto, sérios danos causados ao pavimento devem-se às poro-pressões e à movimentação da água livre na estrutura.

Elevadas pressões neutras podem ser desenvolvidas pela ação dinâmica das cargas do tráfego, na sua superfície, principalmente quando ocorre a presença de água livre no interior da estrutura, proporcionando a saturação das camadas subjacentes.

A maior evidência do efeito das forças hidrostáticas pulsantes é o bombeamento do material fino encontrado nas juntas e trincas de pavimentos asfálticos e sob as placas de concreto de um pavimento rígido.

A água livre no pavimento, além de proveniente da infiltração pela superfície da plataforma, pode ter origem pela percolação através de acostamentos, por valetas de drenagem laterais ou pela elevação sazonal do nível de lençol freático. Ainda, a água livre em base de pavimento constituída de materiais de baixa permeabilidade com as saídas bloqueadas pode servir de fonte para saturação das camadas subjacentes.

A diminuição da capacidade de suporte do subleito pela sua saturação e pela presença de vazios sob a placa devido ao fenômeno de bombeamento pode levar a ruína precoce do pavimento, causada pelo trincamento por fadiga do concreto.

Assim, conclui-se que a água livre no interior da estrutura afeta a resistência dos materiais e a sua remoção através de fluxos vertical ou lateral através de drenos subsuperficiais deve ser parte integrante do processo de dimensionamento estrutural dos pavimentos.

Em síntese, os efeitos danosos da água livre na estrutura de pavimento são:

- Redução da resistência dos materiais granulares não estabilizados e do solo do subleito;
- Comportamento e desempenho insatisfatório dos solos expansivos devido a presença de água;
- Bombeamento dos finos da base granular dos pavimentos flexíveis pela perda de suporte da fundação, devido a elevada pressão hidrodinâmica gerada pelo movimento do tráfego;
- Bombeamento nos pavimentos de concreto com conseqüente formação de degrau, trincamento e deterioração dos acostamentos;
- Trincamento dos revestimentos (asfáltico e concreto de cimento portland) em função do contato direto com a água.

A figura 2.1 a seguir apresenta um pavimento asfáltico com a superfície excessivamente trincada. O trincamento tem, como causas prováveis, a fadiga do revestimento provocada pela ação do tráfego e a ação da água livre na estrutura do

pavimento. Na seção apresentada, verifica-se a falta de revestimento no acostamento, o que facilita a infiltração da água.

Figura 2.1 – Superfície de pavimento asfáltico com trincamento excessivo

Conforme o HRB apud Cedergren (1974), “os dados existentes mostram que nem a seção transversal, nem a espessura têm algum efeito sobre o bombeamento. Os estudos feitos até esta data não mostram que um excesso de espessura do pavimento, além do necessário para as cargas impostas e os valores normais de suporte do subleito, auxiliará ou serão economicamente justificáveis”.

Apesar disso, é comum a idéia de que uma estrutura de pavimento robusta, com materiais estabilizados pouco suscetíveis aos efeitos da umidade excessiva, é suficiente para absorver os impactos gerados pela passagem dos veículos, desconsiderando a sinergia entre as cargas hidráulicas e as cargas do tráfego.

Ainda sobre esta questão, o autor supracitado afirma que durante o tempo em que a água livre, principalmente proveniente da infiltração superficial, está contida na estrutura do pavimento, as cargas de roda produzem um dano muito superior em relação aos períodos em que a estrutura de pavimento encontra-se seca.

Assim, em função das observações realizadas em pavimentos com problemas relacionados à umidade excessiva, muitos projetos atuais têm considerado a utilização de drenos subsuperficiais para a captação da água livre.

2.1 Origem da água nos pavimentos

O pavimento é exposto a ação da água de diversas maneiras. A água pode infiltrar pelas laterais da estrutura do pavimento, particularmente quando são empregadas camadas granulares ou quando os dispositivos de drenagem superficial e subsuperficial previstos são inadequados. O nível do lençol freático pode elevar-se em função da pluviosidade e das variações climáticas sazonais, ocasionando a perda de suporte do subleito ou a diminuição do módulo de resiliência dos materiais, resultando em um conseqüente desempenho insatisfatório do pavimento.

Verticalmente, além dos fluxos d'água ascendentes provocados pela elevação do nível freático, a água pode movimentar-se pelas forças capilares.

A infiltração também pode ocorrer pela superfície, através das juntas e trincas do revestimento ou pelos bordos, nas proximidades dos acostamentos. A manutenção adequada das juntas e trincas através da selagem freqüente pode minimizar a infiltração.

A água pode ainda mover-se em forma de vapor, dependendo dos gradientes de temperatura e dos volumes de vazios.

No entanto, para a FHWA (Moulton, 1980), o volume de água proveniente da condensação de vapores no interior da estrutura é desprezível quando comparado às demais origens. Estas outras fontes permitem a entrada de água na estrutura do pavimento em um volume suficiente para permitir uma variação do teor de umidade. A essa variação ou excesso no teor de umidade dá-se o nome de água livre. Como o nome indica, a água livre tem movimentação irrestrita na estrutura do pavimento, regida pelas leis da hidráulica, e é um dos principais agentes de deterioração dos pavimentos.

A figura 2.2 a seguir sumariza as fontes de água na estrutura do pavimento.

Figura 2.2 – Origem da água nos pavimentos

As origens das águas livres no pavimento são apresentadas detalhadamente na sequência.

2.1.1 Infiltração

A infiltração de água na estrutura do pavimento pode ocorrer através de dois locais distintos: pela superfície ou pelas bordas e acostamentos.

Segundo a FHWA (Moulton, 1980), as precipitações são a maior fonte de águas que penetram na estrutura dos pavimentos, podendo ocasionar infiltrações tanto pela superfície quanto pelos bordos da estrutura do pavimento.

A água presente na estrutura do pavimento tem influência no comportamento e desempenho dos materiais de cada camada do pavimento. O excesso de água, com o passar do tempo, tem influência negativa sobre a serventia, embora os danos causados pela infiltração de água no pavimento não apareçam instantaneamente.

O processo de deterioração da estrutura e da conseqüente redução da vida útil do pavimento é gradual, e pode passar despercebido durante muito tempo. As principais evidências da presença de água no pavimento poderão ser resíduos secos, apresentando-se como manchas junto às trincas e juntas, e sobre os acostamentos, além do desnivelamento das juntas e trincas.

A prevenção da infiltração é um aspecto muito relevante em regiões de clima temperado, onde pode haver o congelamento das águas livres no interior do pavimento em função da exposição a baixas temperaturas.

2.1.1.1 *Infiltração através da superfície do pavimento*

Em pavimentos de concreto, a maior parcela de infiltração ocorre através das juntas longitudinais e transversais, e trincas presentes nas placas de concreto de cimento portland (CCP) ao longo do tempo. Quando o acostamento dos pavimentos de concreto é composto por revestimento asfáltico, a junta revestimento/acostamento é outro ponto significativo de infiltração.

As figuras 2.3 e 2.4 a seguir apresentam pavimento de concreto com a superfície trincada e a interface entre os tipos de revestimento pista – acostamento.

Figura 2.3 – Superfície de CCP trincada

Em pavimentos asfálticos, as juntas de construção da camada de revestimento e as trincas que surgem ao longo do tempo no revestimento são os pontos de infiltração.

O trincamento que surge na superfície tanto dos pavimentos de concreto quanto dos pavimentos asfálticos é um processo contínuo, que depende tanto das características dos materiais empregados na estrutura quanto da intensidade do tráfego que solicita o pavimento. Na presença de água, esse fenômeno do trincamento é potencializado, tornando difícil a sua previsão e a conseqüente estimativa de volume de água que infiltra pela abertura das trincas.

Figura 2.4 – Interface entre pista de CCP e acostamento asfáltico

A quantidade de juntas ou trincas, bem como a capacidade de vazão destas, são, segundo Ridgeway (1976, 1982), as principais responsáveis pelo volume de água que infiltra através da superfície do pavimento, relacionando-o também à intensidade e duração das chuvas.

Quanto às precipitações, conforme Tucci et. al (2000), aquelas de grande intensidade apresentam curta duração de modo geral. Grande parte da água escoar pela superfície do pavimento ao invés de penetrar na estrutura devido à permeabilidade relativamente baixa. Já as precipitações de menor intensidade ocorrem por períodos mais longos, fornecendo suprimento de água constante por

longos períodos de tempo, favorecendo a infiltração mesmo que a estrutura do pavimento apresente reduzida permeabilidade.

Dessa forma, para a determinação da infiltração pela superfície do pavimento, são consideradas mais críticas as precipitações com curto período de retorno e curta duração, com intensidades variando de baixas a moderadas.

Além dos fatores apresentados por Ridgeway (1976, 1982), a quantidade de água que infiltra no pavimento depende também das características geométricas da pista (declividades longitudinal e transversal) e da permeabilidade dos materiais da estrutura.

A declividade transversal tem influência no volume de infiltração em função da velocidade que a água pode desenvolver na superfície e atingir os pontos baixos laterais – acostamentos. A declividade longitudinal tem influência na infiltração de água pela superfície uma vez que a mesma impõe um escoamento em direção oblíqua à borda do pavimento, expondo o fluxo a uma distância maior e, possivelmente, a uma quantidade maior de trincas, ocasionando um maior índice de infiltração.

Outro parâmetro diretamente relacionado à infiltração é a permeabilidade dos materiais integrantes da estrutura de pavimento, dado que, caso o sistema não for capaz de remover toda a água que infiltra pela superfície, a estrutura atinge um grau de saturação elevado. No capítulo 3 será apresentada discussão sobre a permeabilidade dos materiais e a influência deste parâmetro na determinação dos volumes de água para o dimensionamento do sistema de drenagem subsuperficial.

2.1.1.2 *Infiltração através das bordas do pavimento ou dos acostamentos*

A infiltração de água pela borda do pavimento é devida a dois mecanismos distintos: a variação de carga hidráulica, que provoca o deslocamento da água; e a capilaridade, que será discutida oportunamente.

As rodovias mais propensas à infiltração através das bordas são aquelas que apresentam baixa declividade longitudinal (greides planos ou pontos baixos de greides ondulados), devido a maior dificuldade que a água encontra para escoar superficialmente.

Tanto para os pavimentos asfálticos quanto para os pavimentos de concreto, as juntas entre a pista de rolamento e o acostamento são pontos significativos para a infiltração das águas. Em especial, quando os materiais da pista e acostamento são distintos, como nos casos em que o pavimento rígido de CCP apresenta acostamento com revestimento asfáltico (figura 2.4) ou quando o acostamento não é revestido (figura 2.5), a água livre na estrutura pode desencadear processos de deterioração acelerados pela incompatibilidade de materiais.

A falta de revestimento nos acostamentos permite que uma parcela significativa da água infiltre para o interior da estrutura do pavimento, reduzindo a sua capacidade estrutural.

A vegetação da região contígua ao pavimento pode formar uma barreira ao escoamento superficial da água devido ao acúmulo de detritos. A água tende a escoar pela superfície do pavimento, facilitando a infiltração e promovendo a saturação do solo contíguo ao pavimento da estrutura do pavimento.

As figuras 2.5, 2.6 e 2.7 a seguir mostram estruturas de pavimento com acostamento não revestido, com vegetação. Nota-se que os revestimentos já se apresentam deteriorados (formação de trilhas de roda nas figuras 2.5 e 2.6 e trincamento na figura 2.7).

Figura 2.5 – Acostamento não revestido

Figura 2.6 – Empoçamento de água no acostamento não revestido

Figura 2.7 – Acostamento não revestido. Detalhe: a água forma um canal de escoamento junto a superfície da pista

Acostamentos revestidos também podem proporcionar a infiltração pelas bordas do pavimento, porém com menor intensidade que os acostamentos não revestidos.

A água também pode infiltrar lateralmente através de dispositivos de drenagem superficial como canaletas sem revestimento impermeável, principalmente em regiões de corte. As juntas entre o acostamento e a sarjeta, ou entre a sarjeta e a guia são pontos propícios para a infiltração lateral, conforme mostram as figuras 2.8 e 2.9 a seguir, reproduzidas de Pereira (2003).

Figura 2.8 – Abertura de junta entre o pavimento de CCP e a sarjeta

Figura 2.9 – Água empoçada na junta do pavimento de CCP com a sarjeta

Outro caso a ser considerado é a interferência de restauração sobre as estruturas de pavimento existentes. Embora temporárias, as obras podem provocar o acúmulo de água no acostamento ou em regiões contíguas a rodovia, favorecendo o aumento do teor de umidade das camadas inferiores da estrutura. Devido à gravidade da situação, a sinergia entre as solicitações de tráfego, as características dos materiais e o aumento de umidade podem acelerar o processo de deterioração do pavimento, reduzindo sua vida útil.

2.1.2 Capilaridade

A ação da capilaridade consiste em uma tensão de sucção que promove a migração da água entre locais com teores de umidade distintos (de um meio com teor de umidade mais elevado para outro com teor de umidade menor).

A capilaridade ocorre devido a ação da tensão superficial nos vazios do solo acima da linha de saturação. A distribuição granulométrica e a densidade do solo determinam a região de alcance da ascensão capilar. O movimento da água livre

pela capilaridade ocorre nos vazios dos solos, os quais, ainda que irregulares, podem ser associados a tubos capilares por estarem interconectados.

Conforme indica o professor Carlos de Souza Pinto (2000), “quando um solo seco é colocado em contato com a água, esta é sugada para o interior do solo. A altura que a água atingirá no interior do solo depende do diâmetro dos vazios”. A ascensão capilar é função do volume de vazios e da granulometria do material. Existe uma altura em que o grau de saturação é constante, embora não seja atingida a saturação total. Tal situação é apresentada na figura 2.10.

O movimento da água no interior do solo também pode ser descrito através dos esquemas apresentados na figura 2.11. Se os tubos capilares fossem de diâmetro constante, o nível d'água subiria a uma mesma altura em todos os pontos da massa de solo exposta à água. O solo estaria saturado abaixo do nível d'água e acima deste até uma distância h_c , determinada em função do diâmetro dos tubos capilares. Além dessa distância, o solo encontraria-se seco.

Figura 2.10 – Perfis de ascensão capilar relacionados ao histórico do nível d'água

No entanto, conforme dito anteriormente, os vazios são irregulares, e a altura de ascensão capilar não é constante. Dessa forma, apenas uma pequena altura acima do nível d'água fica saturada pela capilaridade. Acima dessa altura, os vazios são parcialmente preenchidos pela água, razão pela qual o solo fica apenas

parcialmente saturado (úmido). A figura 2.11(c) indica um diagrama com a variação do preenchimento dos vazios do solo conforme a espessura da camada.

Figura 2.11 – Desenho esquemático da ascensão capilar

Conforme apresentado na figura 2.11, os solos nunca são encontrados totalmente secos em estado natural e sempre apresentam uma quantidade de água retida nos vazios, denominada umidade de equilíbrio, como indicam Medina e Motta (2005). Isso ocorre porque parte da água de chuva que se infiltra na estrutura de pavimento fica retida como parte do material. Dessa forma, solos como areias finas e siltes podem apresentar um elevado grau de saturação, mesmo distantes do nível d'água. Também, quando ocorre o rebaixamento do lençol freático em uma massa de solo, certa quantidade de água fica retida nos vazios formando meniscos, ficando retida na camada.

De acordo com Moulton (1980), a água proveniente da ascensão capilar não pode ser drenada pela ação da gravidade. Para o controle do movimento, o autor recomenda a implantação de uma camada drenante para interceptar o fluxo ou uma camada de bloqueio.

2.1.3 O movimento da água nos solos

Em materiais granulares, o fluxo d'água deve-se, principalmente, à ação da gravidade. Em materiais argilosos (finos), o movimento da água ocorre devido à capilaridade. Na ausência dos efeitos de gravidade e capilaridade, a água se movimentará em forma de vapor, devido às diferenças de pressão.

O movimento da água devido a força gravitacional obedece a Lei de Darcy para fluxo saturado:

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad (2.1)$$

Onde:

Q = vazão

k = coeficiente de permeabilidade

i = gradiente hidráulico

A = área da seção transversal normal a direção do fluxo

A lei de Darcy pode ser empregada em conjunto com a equação da continuidade para constituir a equação diferencial que governa o fluxo d'água subterrâneo. Cedergren (1974) sugere o desenho das redes de fluxo para resolver o problema de forma simplificada. A aplicação direta da lei de Darcy é usual para determinação da vazão de percolação em meios porosos em projetos de drenagem subterrânea.

No interior do pavimento a água move-se em forma de vapor da região mais quente para a mais fria. O vapor se condensa sob o pavimento à noite quando o pavimento se torna frio. Em regiões de clima temperado, ocorre uma migração da umidade em forma de vapor no interior da estrutura, para cima e para baixo, de maneira mais acentuada dependendo da estação do ano. Essa movimentação da água em forma de vapor é uma das responsáveis pela elevada umidade verificada em bases granulares.

2.2 Efeitos do problema da água livre nos pavimentos

Cedergren (1974) apresenta que as pressões geradas no interior da estrutura de pavimento geradas pela ação das cargas do tráfego induzem grandes pressões hidrostáticas, resultando em movimentação das partículas de solo na interface das camadas. Estudos realizados pelo autor no estado da Geórgia mostraram que as partículas de solo do subleito e sub-base são carregadas pela água para a interface entre as camadas e para as juntas e trincas pela ação das cargas do tráfego, proporcionando o surgimento de vazios na seção do pavimento.

Segundo a FHWA (Moulton, 1980), a saturação da estrutura do pavimento, causada pela elevação do lençol freático ou pela infiltração pelas bordas ou superfície, prejudica a sua capacidade de suportar as solicitações dinâmicas do tráfego.

Em pavimentos asfálticos, os danos surgem com a elevação das poro-pressões que acarretam na perda de suporte das camadas não estabilizadas (base, sub-base e subleito) e no trincamento do revestimento. Na sequência, as poro-pressões provocam o bombeamento de finos através das trincas formadas na superfície do pavimento, conforme indica a Figura 2.12 a seguir.

Figura 2.12 – Ação da água livre em pavimentos asfálticos

Em pavimentos com revestimento de concreto de cimento portland ocorre ação similar, com o bombeamento de finos através das juntas, trincas ou bordas das placas. Para pavimentos de CCP sem barras de transferência de carga, o empenamento das placas provocado pelos gradientes térmicos faz que a placa fique

em contato com a sub-base apenas na região central, permitindo a formação de espaços livres nas bordas transversais das placas. A água livre pode ficar armazenada nesses espaços. Quando isso ocorre, a passagem do tráfego sobre a placa induz a movimentação da água com uma pressão elevada na direção da placa seguinte. Quando a roda ultrapassa a junta, a primeira placa retorna à posição original e a borda da próxima placa desloca-se para baixo provocando o bombeamento de finos através da junta e a conseqüente erosão da sub-base, conforme apresentado na figura 2.13.

Figura 2.13 – Efeito do Bombeamento em Pavimentos de CCP

Pelas figuras, fica evidenciado que aos sinais de exsudação de água e bombeamento tornarem-se visíveis, a estrutura de pavimento não tem mais condições de suporte adequado ao tráfego.

Em função da magnitude dos danos causados às estruturas dos pavimentos atribuídos à falhas no sistema de drenagem, foram realizadas inúmeras pesquisas sobre os mecanismos de deterioração dos pavimentos relacionados à drenagem.

Com base em algumas dessas pesquisas, pode-se afirmar que os principais mecanismos de danos ao pavimento relacionados à deficiência da drenagem subsuperficial são:

- a oxidação do ligante asfáltico;
- o empenamento das placas de CCP;
- as poro pressões, e
- a perda de suporte das camadas.

O desempenho e a conseqüente deterioração do ligante asfáltico estão relacionados não só aos teores de umidade que o revestimento ou base estabilizada estão sujeitos, mas também à dosagem da camada e ao comportamento físico-químico do material. Em vista disso, este mecanismo de dano não será abordado neste trabalho.

2.2.1 Empenamento

Embora o empenamento das placas de concreto de cimento portland dependa não só da umidade como também de aspectos relacionados à concepção do pavimento (presença de barras de transferência de carga, base aderida ou isolada e comprimento da placa), à dosagem do concreto e também da variação de temperatura ambiental que o pavimento está sujeito, cabem relacionar alguns aspectos relacionados a influência da umidade no pavimento de concreto de cimento portland.

Conforme Janssen (1987), o CCP contrai-se quando perde umidade. Se o movimento da placa for impedido, então surgirão tensões de tração no concreto. Caso ocorra variação de umidade entre as faces inferior e superior da placa, pode ocorrer o empenamento da mesma, através do surgimento de tensões de tração em uma face e de compressão na outra.

No mesmo trabalho, o autor indica que as placas têm a tendência de retrair a face superior, provocando o levantamento das bordas. Surgem então tensões de compressão na face inferior e de tração na face superior. Em pavimentos com barras de transferência, o fenômeno é restringido, porém em pavimentos

desprovidos de barras as bordas das placas podem perder o contato com a base, podendo gerar trincas de canto ou o efeito de placa “bailarina”.

As figuras 2.14 e 2.15, reproduzidas do referido trabalho, apresentam uma estimativa da variação do grau de saturação de uma placa com espessura igual a 20 cm em função da profundidade e a conseqüente distribuição de tensões normais ao longo da espessura em função da variação da umidade.

Figura 2.14 – Variação de umidade no interior da placa de CCP.

Figura 2.15 – Variação das tensões para a variação apresentado na figura 2.14.

Dessa forma, não surgirão esforços de tração e compressão na placa de CCP caso a mesma esteja saturada ou não ocorram gradientes de umidade no interior da placa.

2.2.2 Poro-pressões

As pressões da água que podem surgir sob o impacto das rodas e causam erosão e ejeção de material são denominadas poro-pressões.

Conforme Cedergren (1974), além da erosão e bombeamento, as poro-pressões podem provocar o desprendimento de capas asfálticas de bases e sub-bases estabilizadas com betume. As poro-pressões podem causar também a desintegração de bases estabilizadas com cimento, o enfraquecimento de bases granulares, a sobrecarga de subleitos, entre outros prejuízos.

As pressões de bombeamento que surgem no interior do pavimento quando solicitado pelo tráfego constituem-se no principal mecanismo causador de danos às estruturas, conforme Fwa (1987).

Quando a água livre preenche completamente as camadas da infra-estrutura (base, sub-base, reforço do subleito e o subleito) e também os vazios e os espaços ou aberturas nos limites entre as camadas, a aplicação das cargas de roda produz impactos comparados a uma ação do tipo golpe de aríete, que consiste na variação da pressão que ocorre em um determinado conduto como consequência da mudança de velocidade do escoamento.

Pela Hidráulica (Baptista e Lara, 2002), o golpe de aríete é considerado um caso particular dos fenômenos transitórios, aplicado a condutos fechados. A fase de adaptação às novas condições de escoamento é acompanhada de ondas de pressão que percorrem os vazios a elevadas velocidades, que vão atenuando-se até o estabelecimento do novo regime de escoamento.

Em função do movimento da água livre no interior da estrutura do pavimento, o estudo das pressões hidráulicas deve considerar também o princípio de Pascal. Quando há uma pressão aplicada a um fluido, esta será integralmente transmitida por todos os pontos deste fluido, ou seja, todas as camadas sob efeito da saturação sofrerão os efeitos das poro-pressões ou pressões pulsantes, considerando aí as perdas de carga hidráulica provocadas pela permeabilidade das camadas.

Com base nesses dois conceitos, pode-se afirmar que o bombeamento de finos tem origem nas tensões hidráulicas geradas pelo impedimento do deslocamento da água livre no interior do pavimento. Ao ser aplicada a carga oriunda do tráfego, a água tende a se movimentar em elevada velocidade pelos vazios comunicantes. Porém, o seu movimento é reduzido em função da baixa permeabilidade dos materiais integrantes da estrutura, gerando as tensões internas.

2.2.3 Perda de Suporte

A perda da capacidade de suporte ocorre basicamente em função da expansão das partículas e da redução do atrito interno do material, causando a diminuição da resistência ao cisalhamento.

O fenômeno de expansão é característico de materiais com granulometria fina, ou seja, de siltes e argilas.

Conforme Vargas (1978), o aumento de volume dos solos e a sua conseqüente expansão dá-se primeiramente por sucção de água para dentro dos poros do solo e depois por adsorção para o interior da estrutura cristalina dos grãos. O afastamento dos grãos provocado pela sucção acarreta na desestruturação interna da camada. Nos casos em que são atingidos teores de umidade elevados no interior da camada tem origem o processo de bombeamento quando ocorre a solicitação pelo tráfego.

Ocorrendo ou não o bombeamento, após a expansão e a posterior redução do teor de umidade a teores próximos ao da umidade ótima, os vazios gerados pela

expansão (antes ocupados pela água) são ocupados por ar, tornando o solo poroso e reduzindo a capacidade de suporte e o módulo de resiliência.

A perda de suporte também ocorre em função da diminuição no atrito interno dos materiais. Isto pode ocorrer em camadas não estabilizadas onde o aumento do teor de umidade provoca o aumento da lubrificação no contato das partículas. Este efeito pode ser verificado através da análise da curva de compactação de um solo qualquer.

Ao aumentar o teor de umidade no ramo seco da curva, verifica-se um aumento da densidade até atingir um valor máximo, para o qual se obtém o teor de umidade ótima. Ao prosseguir a compactação com teores de umidade superiores à ótima, verifica-se uma queda na densidade do material. O aumento do teor de umidade provoca uma lubrificação excessiva nos contatos entre os grãos, proporcionando a ocorrência de elevadas deformações plásticas e impedindo uma melhor compactação do solo, refletindo em uma densidade inferior à máxima.

O fenômeno da lubrificação dos grãos e redução do atrito interno ocorre tanto para os solos das camadas de subleito e reforço do subleito como também para os materiais granulares utilizados em camadas de sub-base e base.

O aumento do teor de umidade proporciona uma redução na resistência ao cisalhamento que implica na redução da capacidade de suporte e do módulo de resiliência da camada, resultando em deformações plásticas excessivas.

A variação do teor de umidade na estrutura é particularmente importante em regiões cujas estruturas de pavimento ficam susceptíveis ao congelamento. Conforme Janoo e Sheperd (2000), em Montana, estado localizado no nordeste dos Estados Unidos, no início da primavera são impostas limitações das cargas transportadas por veículos comerciais visando a redução na severidade dos danos causados ao pavimento. O período é aquele quando ocorre o descongelamento e são gerados elevados teores de umidade na estrutura do pavimento.

Com o objetivo de considerar o efeito da variação sazonal de temperatura e os efeitos de gelo-degelo no subleito, a AASHTO introduziu o conceito de perda de suporte através do conceito de Módulo Efetivo do Subleito, em substituição ao Índice de Suporte Califórnia (CBR) a partir da versão de 1986 do guia de dimensionamento.

O cálculo do Módulo Efetivo do Subleito consiste na determinação de um dano médio associado às passagens de carga nas diferentes estações do ano e, a partir deste, na determinação do módulo de resiliência do solo. O procedimento é válido tanto para pavimentos rígidos quanto para pavimentos asfálticos, sendo que para o primeiro é determinado o módulo de reação do subleito e para o segundo, o módulo resiliente do subleito.

Para a determinação do módulo de reação do subleito, o ano é subdividido em períodos com duração inferior a 15 dias e é determinado o módulo de resiliência do subleito para cada um destes.

Assumindo a validade da lei de Miner para o cálculo do dano acumulado e considerando a equação de desempenho proposta pelo método de dimensionamento da AASHTO, o dano relativo é estimado pela equação 2.2, apresentada a seguir.

$$u_i = \left[D^{0,75} - \frac{18,42}{\left(\frac{E_c}{k_i} \right)^{0,25}} \right]^b \quad (2.2)$$

Onde:

u_i = Dano relativo unitário

D = Espessura da placa de CCP

E_c = Módulo elástico do CCP

k_i = Módulo de reação do subleito

$b = 4,22 - 0,32 \times p_t$

p_t = Serventia final

O módulo de reação efetivo do subleito pode ser considerado aquele cujo dano relacionado é a média dos danos relativos determinados para cada estação do ano.

$$k_{eff} = \frac{E_c}{\left[\frac{18,42}{D^{0,75} - (\bar{u})^{1/b}} \right]^4} \quad (2.3)$$

Através de análise de sensibilidade dos parâmetros envolvidos para a determinação do dano relativo, verificou-se que a espessura da placa (D) exerce, dentre todas as variáveis, a maior influência sobre o dano relativo, seguida pelo módulo de reação do subleito (k). O módulo de elasticidade do CCP (E_c) e o índice de serventia final (p_t) apresentam pouca influência nos resultados. Considerando estes dois parâmetros como valores fixos, iguais a 35.000 MPa e 2,5, respectivamente, obtém-se a equação 2.4 para a determinação do dano relativo em função do módulo de reação do subleito.

$$u_i = \left[D^{0,75} - 0,39 \times k_i^{0,25} \right]^{3,42} \quad (2.4)$$

A partir dessa equação foi desenvolvida a figura 2.16, reproduzida do método de dimensionamento da AASHTO (1986), que relaciona a determinação do dano relativo em função da espessura da placa de CCP e do módulo de reação do subleito.

Figura 2.16 – Dano relativo em função da espessura da placa e do módulo de reação do subleito

Para os pavimentos asfálticos, foi adotado procedimento semelhante para a determinação do módulo de resiliência efetivo do subleito. Com base na equação de desempenho do método e da aplicação da Lei de Miner para o acúmulo dos danos, tem-se a relação entre o Módulo de Resiliência do Subleito e o dano unitário:

$$u_i = 1,18 \times 10^8 \times MR_i^{-2,32} \quad (2.5)$$

Onde:

u_i = Dano relativo unitário.

MR_i = Módulo resiliente do subleito.

Assim como o módulo de reação, o módulo de resiliência efetivo do subleito pode ser considerado aquele cujo dano relacionado é a média dos danos relativos determinados para cada estação do ano. A equação que relaciona o módulo efetivo é apresentada a seguir.

$$M_R = 3005 \times (\bar{u})^{-0,431} \quad (2.6)$$

O estudo de Janoo e Sheperd (2000), citado anteriormente, buscou analisar a variação sazonal do módulo de resiliência do subleito, relacionando-a as variações do teor de umidade e da temperatura para trechos de rodovias localizados em Montana, que sofriam ação de congelamento.

Os autores determinaram a variação do teor de umidade ao longo do ano (considerando apenas a água não congelada) e os valores de módulo de resiliência, para verificar a variação sazonal dos dois parâmetros. As figuras 2.17 e 2.18 a seguir, reproduzidas do artigo analisado, apresentam os resultados obtidos.

Figura 2.17 – Variação do teor de água não congelada no pavimento

Figura 2.18 – Variação do módulo de resiliência do subleito teor de água não congelada (segmento localizado em Dikey Lake, Montana)

Relacionado ao conceito de Módulo Efetivo do Subleito, a AASHTO introduziu também o conceito de Perda de Suporte para o dimensionamento de pavimentos rígidos. O parâmetro tem como objetivo considerar o efeito da sub-base sob as placas de concreto de cimento portland e as implicações da ocorrência de bombeamento e erosão nas juntas no desempenho do pavimento.

Teoricamente, a Perda de Suporte é função da precipitação, do volume de água que infiltra no pavimento, da erosão, das declividades longitudinal e transversal da pista, posição e condição de selagem das juntas, tipo de material da base e subleito e da magnitude do tráfego.

O parâmetro consiste em um fator multiplicador no módulo de reação da fundação e considera quando a placa é apoiada diretamente sobre o subleito ou sobre uma base/sub-base.

O desenvolvimento do parâmetro foi realizado a partir da definição prévia de quatro condições de suporte, que simulavam as áreas das placas afetadas por erosão e bombeamento. Foram determinadas as tensões e deformações das placas para cada condição. Com base nos resultados, determinaram-se quais os valores de Módulo de Reação Efetivo ocasionavam tensões e deformações semelhantes.

A figura 2.19 apresenta os valores de módulo efetivo para diferentes fatores de perda de suporte em função dos valores de módulo iniciais, conforme apresentado no manual de dimensionamento da AASHTO (1986).

Figura 2.19 – Redução estimada do módulo de reação do subleito em função da perda de suporte

O guia de dimensionamento da AASHTO apresenta também uma tabela, reproduzida na seqüência, na qual são relacionados os coeficientes de perda de suporte aos materiais com suscetibilidades distintas ao bombeamento e erosão que são comumente utilizados para a construção de bases, sub-bases e subleitos de pavimentos de concreto de cimento portland.

Tabela 2.1 – Coeficiente de perda de suporte

Materiais	Coeficiente de Perda de Suporte
Base granular tratada com cimento (E = 7.000 a 14.000 MPa)	0,0 a 1,0
Misturas de cimento e agregados (E = 3.500 a 7.000 MPa)	0,0 a 1,0
Bases tratadas com cimentos asfálticos (E = 2.500 a 7.000 MPa)	0,0 a 1,0
Bases estabilizadas com betumes (E = 300 a 2.000 MPa)	0,0 a 1,0
Bases estabilizadas com cal (E = 150 a 500 MPa)	1,0 a 3,0
Material granular (E = 100 a 3.000 MPa)	1,0 a 3,0
Material de granulação fina ou subleito natural (E = 20 a 280 MPa)	2,0 a 3,0

2.3 Principais defeitos relacionados à umidade excessiva

A infiltração superficial, o nível do lençol freático, a ascensão capilar e o excesso de percolação de água são fatores fundamentais que contribuem para o desenvolvimento de defeitos nos pavimentos relacionados a presença de teores elevados de umidade na estrutura.

O bombeamento de finos das camadas inferiores e o trincamento do revestimento são as principais evidências sobre a presença de umidade excessiva na estrutura do pavimento.

Os defeitos de pavimentos flexíveis relacionados com a umidade caracterizam-se pela elevada deflexão (baixo raio de curvatura), trincamento por fadiga, redução da capacidade de suporte e desagregação. A tabela 2.3 apresenta a seguir uma lista com os principais defeitos em pavimentos asfálticos e as prováveis causas relacionadas (umidade, clima, tráfego, material).

O pavimento rígido de concreto de cimento portland também é susceptível ao efeito da água. Os principais defeitos relacionados a presença de umidade são a instabilidade do subleito, o bombeamento de finos e conseqüente perda de suporte, além do trincamento em formato conhecido como D-Cracking (trinca de canto). A tabela 2.4 apresenta a seguir uma lista com os principais defeitos em pavimentos rígidos relacionados a umidade.

Para a compreensão de ambas as tabelas, cabe enfatizar que a gênese e a progressão dos defeitos relacionados estão diretamente relacionadas à umidade, mas que as outras causas (clima, material e tráfego) não devem ser desconsideradas.

Podem ser listados os três principais fatores preponderantes na aceleração dos defeitos relacionados à umidade:

- **Infiltração:** nos Estados Unidos foi conduzida uma extensa pesquisa (Wyatt & Macari, 2000), na qual se verificou intensidade pluviométrica elevada nas regiões estudadas, o que implicava em um volume significativo de água infiltrando através das trincas e juntas. Considerando os materiais de base e subleito com baixa permeabilidade nas rodovias analisadas, a água retida no interior da estrutura do pavimento acelera a deterioração do pavimento.
- **Tráfego:** a associação do tráfego elevado com cargas pesadas a movimentação da água no interior da estrutura do pavimento acelera a degradação do pavimento, conforme apresentado anteriormente através das figuras 2.12 e 2.13.
- **Estrutura do Pavimento:** a compatibilidade e a transmissividade hidráulica dos materiais constituintes do pavimento (permeabilidade) podem contribuir para o acúmulo de água no interior da estrutura, acelerando a deterioração.

Wyatt e Macari (2000) avaliaram o desempenho de pavimentos em função de sistemas de drenagem subsuperficial em estruturas de pavimentos asfálticos e rígidos. O trabalho realizado reuniu informações constantes de bancos de dados de órgãos de transporte norte-americanos sobre um grande número de seções-tipo, conforme indica a tabela 2.2. Foram coletados dados acerca da presença/ausência de drenos longitudinais, camadas drenantes e defeitos encontrados na pista.

Tabela 2.2 – Bancos de Dados e segmentos rodoviários analisados

Banco de Dados	Pavimento em CA	Pavimento em CCP
NCHRP	56	33
LTPP	49	89
RIPPER	-	272

Em pavimentos asfálticos, os autores verificaram que a utilização de drenos de borda em conjunto com bases granulares densas tem pouca influência sobre o desenvolvimento de trilhas de roda. Para pavimentos rígidos com barras de transferência, a eficiência do sistema de drenagem também tem pouca influência sobre o surgimento de defeitos superficiais. A utilização de bases granulares densas minimiza a presença dos drenos, sendo notada pouca ou nenhuma diferença no desempenho de pavimentos com drenos ou sem drenos.

A pesquisa demonstra que a presença de um sistema de drenagem subsuperficial não é suficiente para que o pavimento atue como uma estrutura drenante. É necessário que haja uma adequação em nível de projeto, compatibilizando o sistema proposto com os materiais utilizados, com as práticas construtivas adotadas e também com os procedimentos de manutenção a serem adotados quando a estrutura estiver em utilização.

Outro estudo que merece destaque na avaliação de defeitos de pavimentos relacionados à drenagem subsuperficial é o realizado por Hudson e Flanagan (1987).

Foram avaliadas 14 seções de pavimentos submetidas a solicitações de tráfego e climáticas distintas. A principal característica do estudo é que para cada seção aberta ao tráfego havia outra, semelhante, submetida apenas às variações climáticas.

Como conclusão, os autores afirmam que as solicitações do tráfego exercem uma influência muito superior no desempenho do que as condições climáticas locais. As ações das intempéries, isoladamente, não causam grandes danos às condições de superfícies dos pavimentos, porém, provocam o enfraquecimento da estrutura, potencializando a deterioração causada pelas solicitações do tráfego.

Tabela 2.3 – Defeitos em pavimentos asfálticos

Manifestação	Problema rel. a Umidade	Problema Climático	Problema rel. ao Material	Carregamento Associado	Início do Defeito Estrutural		
					Asfalto	Base	Sub-base
Abrasão	Não	Não	Agregado	Não	Sim	Não	Não
Exsudação	Não	Acentua-se a altas temperaturas	Betume	Não	Sim	Não	Não
Desintegração	Não	Não	Agregado	Ligeiramente	Sim	Não	Não
Intemperismo	Não	Umidade	Betume	Não	Sim	Não	Não
Inchamento	Excesso	Congelamento	Umidade	Sim	Não	Sim	Sim
Corrugação	Ligeiramente	Rel. entre clima e sucção	Mistura instável	Sim	Sim	Sim	Sim
Escorregamento	Não	Acentua-se a altas temperaturas	Mistura instável Perda de ligante	Sim	Sim	Não	Não
Afundamento de Trilha de Roda	Excesso em grandes camadas	Sucção e Materiais	Propriedades de compactação	Sim	Sim	Sim	Sim
Ondulação	Excesso	Sucção e Materiais	Expansão da argila suscetível ao congelamento	Não	Não inicialmente	Não	Sim
Depressão	Excesso	Sucção e Materiais	Assentamento	Sim	Não	Não	Sim
Panelas	Excesso	Congelamento	Umidade	Sim	Não	Sim	Sim
Longitudinal	Sim	Perda de resistência com o degelo	Propriedades térmicas	Sim	Falha de construção	Sim	Sim
Jacaré	Sim - Drenagem	Não	Possível problema de mistura	Sim	Sim, mistura	Sim	Sim
Transversal	Sim	Baixa temperatura gelo - degelo	Propriedades térmicas	Não	Sim, susceptível a temperatura	Sim	Sim
Retração	Sim	Sucção Perda de Umidade	Sensível a umidade	Não	Sim, fortemente	Sim	Sim
Parabólico	Sim	Não	Perda de ligante	Sim	Sim, no ligante	Não	Não

Fonte: FHWA (1998)

Tabela 2.4 – Defeitos em pavimentos rígidos

Manifestação	Problema rel. a Umidade	Problema Climático	Problema rel. ao Material	Carregamento Associado	Início do defeito estrutural		
					Placa	Sub-base	Subleito
Esborcinamento	Possivelmente	Não	Possivelmente	Não	Sim	Não	Não
Puncionamento Quebras localizadas	Sim	Sim	Deformação seguida de fissuração	Sim	Não	Sim	Sim
Escamação	Sim	Ciclos de gelo-degelo	Influência química	Não	Sim, no acabamento	Não	Não
Degrau	Sim	Umidade - sucção	Deformação de assentamento	Sim	Não	Sim	Sim
Junta	Produz dano depois	Possivelmente	Finos apropriados Limpeza das juntas	Não	Junta	Não	Não
Empenamento	Possivelmente	Umidade e Temperatura	Não	Não	Sim	Não	Não
Levantamento Alçamento	Não	Temperatura	Propriedades térmicas	Não	Sim	Não	Não
Bombeamento	Sim	Umidade	Presença de finos na base sensíveis a umidade	Sim	Não	Sim	Sim
Fissuração	Sim	Não	Rico em argamassa	Não	Sim, superfície fraca	Não	Não
Canto	Sim	Sim	Devido ao bombeamento	Sim	Não	Sim	Sim
Diagonal Transversal Longitudinal	Sim	Possivelmente	Ocorre com o aumento da umidade	Sim	Não	Sim	Sim
D-Cracking	Sim	Ciclos de gelo-degelo	Agregado	Não	Sim	Não	Não

Fonte: FHWA (1998)

3 CONCEPÇÕES DE PROJETO DE DRENAGEM SUBSUPERFICIAL

O objetivo principal da pavimentação deve ser projetar e construir uma estrutura robusta o suficiente para suportar as cargas de tráfego para proporcionar um nível de conforto ao rolamento aceitável ao longo do período de projeto. Uma forma de auxiliar o alcance deste objetivo é manter a base, sub-base, subleito e outras camadas livres de saturação, ou pouco expostas a níveis elevados de umidade.

Abaixo estão relacionadas três abordagens para considerar o controle ou redução de problemas causados pela umidade.

- Selar apropriadamente o pavimento e não permitir a infiltração da água nas camadas constituintes
- Utilizar materiais pouco suscetíveis a umidade, que não contribuam para o surgimento de defeitos relacionados a umidade.
- Providenciar drenagem adequada para efetivamente retirar a umidade antes que o processo de degradação se inicie.

O projeto do sistema de drenagem subsuperficial do pavimento consiste na determinação do balanceamento entre permeabilidade e estabilidade da estrutura do pavimento e na coleta e remoção rápida da água que infiltra no pavimento. Algumas características importantes são a escolha do material de base, a indicação de uma camada de filtro para evitar a infiltração de água do subleito para a base e um sistema de coleta, como indica a figura 3.1.

Figura 3.1 – Esquema do sistema de drenagem subsuperficial

Os principais componentes dos sistemas de drenagem subsuperficial estão descritos a seguir.

- Camada drenante – é uma camada de material granular, colocada logo abaixo do revestimento, seja ele asfáltico ou de concreto de cimento portland. Com granulometria apropriada, tem a finalidade de drenar as águas infiltradas para fora da pista de rolamento.
- Drenos rasos longitudinais – são drenos que recebem as águas coletadas pela camada drenante. São aliviados pelos drenos laterais e transversais que recebem as águas por ele transportadas, quando atingida sua capacidade de vazão, conduzindo-as para fora da faixa estradal.
- Drenos laterais de base – são drenos que tem a função de recolher as águas que se infiltram na camada de base, sendo usualmente utilizados nas situações em que o material da base dos acostamentos apresenta baixa permeabilidade, encaminhando-as para fora da plataforma.
- Drenos transversais – são aqueles posicionados transversalmente à pista de rolamento em toda a largura da plataforma, sendo, usualmente, indicados nos pontos baixos das curvas côncavas ou em outros locais onde se necessitar drenar as bases permeáveis.

Para que a estrutura do pavimento apresente características efetivas de boa drenagem subsuperficial, é necessário que haja o correto dimensionamento hidráulico deste sistema.

A vazão prevista, decorrente da infiltração através do revestimento, deverá percolar através da camada drenante, de forma que não seja atingida a saturação da mesma, e ser coletada pelos dispositivos adequados (drenos longitudinais de borda ou transversais). Para que isto ocorra, é necessário o controle das características geométricas e geotécnicas de cada camada, garantindo-se o escoamento através do conceito da hidráulica dos meios porosos.

3.1 Componentes do Sistema

3.1.1 Camadas drenantes

A função principal de uma base permeável é a remoção de água. A localização da mesma na estrutura do pavimento é função do tipo de revestimento, asfáltico ou concreto de cimento portland, e pode ser estabilizada ou não.

A colocação da camada drenante logo abaixo do revestimento asfáltico ou da placa de CCP é preferível, porque a água pode ser drenada mais rapidamente. No entanto, esta técnica pode ter desvantagens pela deficiência de finos na camada drenante, que poderá causar problemas de estabilidade. Caso a camada drenante seja colocada sobre o subleito, as permeabilidades da base e sub-base devem ser maiores que o índice de infiltração, para que a água possa alcançar a camada drenante.

As figuras 3.2 e 3.3, reproduzidas de Pereira (2003), apresentam sugestões de posicionamento da camada drenante para seção-tipo de pavimento rodoviário e urbano.

Figura 3.2 – Posicionamento recomendado para a camada drenante em pavimentos rurais

Figura 3.3 – Posicionamento recomendado para a camada drenante em pavimentos urbanos

A camada drenante de graduação aberta raramente poderá ter espessuras elevadas por questões de estabilidade. Assim sendo, é comum a utilização de sub-base de graduação densa subjacente, exigindo outra camada separadora de filtro, para prevenir a migração de finos do subleito para os vazios da brita de graduação aberta ou proporcionar aumento de suporte estrutural.

Caso se queira eliminar a camada intermediária de filtro, é altamente recomendável que seja empregada uma manta geotêxtil em sua substituição para desenvolver as mesmas funções de separação e de bloqueio.

Devido aos problemas de custo e das dificuldades construtivas da camada drenante aberta, em alguns projetos tem sido prevista a colocação de camadas granulares de graduação densa com diâmetro efetivo elevado para desempenhar as funções simultâneas de drenagem e de estabilidade.

Infelizmente, isso cria apenas a falsa sensação de segurança, uma vez que a base de graduação densa, além de não drenar a contento, apresentará perda de suporte ao longo do tempo pela saturação da camada.

Em síntese, não há unanimidade quanto a opção de se utilizar camada altamente drenante de graduação aberta e elevado volume de vazios, que apresenta estabilidade estrutural duvidosa ou empregar camada de graduação densa, estável, mas com baixo índice de transmissividade, que proporciona perda de suporte ao longo do tempo à medida que ocorre acréscimo de saturação da camada.

A metodologia proposta por Cedergren (1974) descreve como deve escoar, através da camada drenante, o fluxo que penetra através de uma superfície do pavimento com um metro de largura e comprimento igual a máxima distância percorrida sob o mesmo por uma partícula de água.

A lei de Darcy deve ser verificada, de forma que os fluxos provenientes da infiltração sejam inferiores ao fluxo máximo admissível, conhecidas as características geométricas da pista e o coeficiente de permeabilidade do material drenante.

O tempo para que toda a água infiltrada seja drenada do pavimento deverá ser inferior a 1 (uma) hora, após cessada a precipitação, e esta condição deverá ser verificada através da relação entre a máxima distância percorrida pelas partículas de água na camada drenante, na direção do escoamento, e a velocidade de percolação, isto é, a velocidade real média de escoamento através dos vazios da camada.

Na seqüência, são discutidos aspectos referentes às características físicas das camadas drenantes: a permeabilidade e o critério de filtro.

3.1.1.1 *Permeabilidade*

Permeabilidade é a propriedade dos materiais de pavimentação e solos que indica a maior ou menor facilidade que os mesmos oferecem à passagem da água através

de seus vazios. Tal grandeza é numericamente expressa pelo coeficiente de permeabilidade ou coeficiente de transmissividade hidráulica (k), “cujo conhecimento é importante para os problemas de movimento da água em meios porosos e, em particular, para o dimensionamento hidráulico dos dispositivos de drenagem subsuperficial de pavimentos”.

Quanto menor o coeficiente de permeabilidade do material, menor o fluxo de água que escoar pelos vazios. Não existem materiais completamente impermeáveis em pavimentação, mas são considerados como tal aqueles cujo coeficiente é da ordem de 10^{-8} cm/s.

A determinação experimental do coeficiente de permeabilidade foi obtida em 1856 por Henry Darcy, que observou que a vazão Q em uma determinada amostra de solo era proporcional ao produto da área da seção A pelo gradiente hidráulico i , que representa a relação $\Delta H/L$, sendo que a constante de proporcionalidade é dada em função das características do material. A referida constante é o Coeficiente de Permeabilidade.

$$Q = k \cdot \frac{\Delta H}{L} \cdot A \rightarrow Q = k \cdot i \cdot A \quad (3.1)$$

A equação 3.1 é conhecida como a Lei de Darcy, citada anteriormente, e já foi amplamente estudada. A lei aplica-se exclusivamente a fluxos laminares, ou seja, a baixas velocidades, como ocorre no fluxo da infiltração na estrutura do pavimento. Para velocidades elevadas (fluxos turbulentos), a Lei de Darcy perde a validade.

O coeficiente k varia para os diferentes solos e ainda, para um mesmo tipo de solo, sofre a influência da temperatura e do índice de vazios e . A temperatura influencia diretamente na viscosidade da água, que é tanto menor quanto maior a temperatura. O índice de vazios é diretamente relacionado à porosidade n do material (equação 3.2), e quanto maiores e e n , maior a percolação pelo material.

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (3.2)$$

Outros fatores que influenciam na permeabilidade do material são o arranjo estrutural das partículas (estratificação), o tamanho dos grãos, a densidade da água e o grau de saturação do solo.

A tabela 3.1 indica a ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade para diferentes tipos de solo. Para efeito de comparação, no concreto de cimento portland o coeficiente de permeabilidade é da ordem de 10^{-12} cm/s.

A determinação do coeficiente de permeabilidade pode ser feita pelo meio de fórmulas empíricas, relacionadas com a granulometria do material, por ensaios de laboratório, através dos permeâmetros, e por ensaios de campo (infiltração e bombeamento).

Tabela 3.1 – Coeficientes de Permeabilidade

Material	Coeficiente de Permeabilidade (cm/s)
Argilas	$< 10^{-7}$
Siltes	10^{-4} a 10^{-7}
Areias argilosas	10^{-5}
Areias finas	10^{-3}
Areias médias	10^{-2}
Areias grossas	10^{-1}

Fonte: Pinto, C. S. (2000)

Entre as formulações empíricas para a determinação de k , pode-se apresentar a equação de Hazen, para areias fofas e uniformes.

$$k = 100 \cdot (D_{10})^2 \quad (3.3)$$

Onde k é o coeficiente de permeabilidade, em cm/s, e D_{10} é o diâmetro efetivo da areia (diâmetro correspondente a 10% em peso total das partículas menores que ele), em cm.

Tendo em vista a falta de ensaios de laboratório, a permeabilidade dos materiais comumente utilizados como base de pavimentos pode ser estimada a partir da equação 3.4, encontrada no Manual de Drenagem Subsuperficial e no manual do programa “Drainage Requirements for Pavements” – DRIP, ambos da FHWA (Moulton, 1980 e Mallela et al., 2002).

$$k = 2,158 \times 10^2 \times \frac{D_{10}^{1,478} \times n^{6,654}}{P_{200}^{0,597}} \quad (3.4)$$

onde:

k - permeabilidade, em cm/s

n - porosidade, dada pela equação $n = 1 - \frac{d}{62,4 \times G_s}$

d - densidade do material

G_s - peso específico dos grãos = 2,68

D_{10} - diâmetro efetivo – 10% passando (mm)

P_{200} - porcentagem de finos (material que passa na peneira 200)

Considerando as faixas granulométricas propostas pelo DNIT para bases granulares, foram determinados os coeficientes de permeabilidade mínimos, médios e máximos para cada faixa. Adotando-se os parâmetros físicos da curva média da faixa granulométrica “C” da especificação do DNIT, obteve-se um coeficiente k igual a $2,6 \times 10^{-4}$ cm/s. Os graus de transmissividade hidráulica correspondentes aos limites inferior e superior da faixa granulométrica citada resultaram em coeficientes de permeabilidade de $5,6 \times 10^{-5}$ cm/s e $1,9 \times 10^{-3}$ cm/s respectivamente.

Os valores relativamente baixos encontrados revelam que, de fato, as faixas granulométricas utilizadas para construção da BGS que vêm sendo adotadas nas camadas de bases de pavimentos são mais concebidas para a estabilidade estrutural do que para a capacidade drenante.

A tabela 3.2 a seguir ilustra os resultados encontrados para a determinação do coeficiente de permeabilidade para as faixas granulométricas indicadas para bases granulares no Manual de Pavimentação do DNIT.

Para a camada drenante, devido às características do agregado de graduação bem aberta, pode haver a necessidade de ligantes asfálticos ou hidráulicos para sua estabilização e conseqüente facilidade de construção, o que provavelmente ocasionará aumento de custo na pavimentação.

Cabe ressaltar que, em caso da utilização da equação 3.4 para estimativa da permeabilidade da camada estabilizada, o resultado deve ser multiplicado por um fator de redução, dado que a adição do ligante implica na redução dos vazios, e consequentemente, na redução da permeabilidade do material puramente granular.

Para a determinação da permeabilidade mínima de uma camada drenante, a lei de Darcy deve ser verificada, de forma que os fluxos provenientes da infiltração sejam inferiores ao fluxo máximo admissível através da seção transversal. O escoamento deve se dar através de uma seção retangular perpendicular à direção do fluxo, com base de 1 metro e altura igual a espessura efetiva da camada, considerada igual a espessura total menos 2,5 cm, prevenindo-se, assim, de alguma contaminação nas superfícies inferior ou superior da camada.

Tabela 3.2 – Determinação da Permeabilidade – Faixas Granulométricas para Bases Granulares

Peneiras	Faixa A		Faixa B		Faixa C		Faixa D	
	% em peso passando	Média	% em peso passando	Média	% em peso passando	Média	% em peso passando	Média
2"	100	100	100	100	-	-	-	-
1"	-		75-90	82,5	100	100	100	100
3/8"	30-65	47,5	45-75	60	50-85	67,5	60-100	80
nº 4	25-55	40	30-60	45	35-65	50	50-85	67,5
nº 10	15-40	27,5	20-45	32,5	25-50	37,5	40-70	55
nº 40	8-20	14	15-30	22,5	15-30	22,5	25-45	35
nº 200	2-8	5	5-15	10	5-15	10	10-25	17,5
$k_{\text{máx}}$ (cm/s)	$2,03 \times 10^{-2}$		$1,89 \times 10^{-3}$		$1,89 \times 10^{-3}$		$2,71 \times 10^{-4}$	
k_{med} (cm/s)	$2,17 \times 10^{-3}$		$2,71 \times 10^{-4}$		$2,71 \times 10^{-4}$		$3,09 \times 10^{-5}$	
$k_{\text{mín}}$ (cm/s)	$5,59 \times 10^{-4}$		$5,63 \times 10^{-5}$		$5,63 \times 10^{-5}$		$7,75 \times 10^{-6}$	

Conhecidas a infiltração de projeto (I_p) e as características da pista pode-se então calcular a permeabilidade necessária a partir da expressão a seguir.

$$k = \frac{Q_i \times 100}{i \times L} = \frac{I_p \times w \times 100}{s \times e_{ef}} \quad (3.5)$$

Onde:

k é o coeficiente de permeabilidade, em cm/s;

Q_i é a vazão que infiltra numa faixa de 1 m, em cm/s;

i é o gradiente hidráulico na trajetória do fluxo por metro linear;

L é o comprimento da trajetória percorrida pela água na camada drenante, em m;

i_p é a infiltração de projeto, em cm/s;

w é a largura da plataforma, em m;

s é a declividade transversal da pista;

e_{ef} é a espessura efetiva da camada drenante, em cm.

A expressão permite a determinação da permeabilidade necessária da camada drenante para diferentes combinações de largura e de declividade da pista e da espessura efetiva da camada drenante. De forma similar, é possível calcular a espessura efetiva da camada drenante a partir da expressão 3.6.

$$e_{ef} = \frac{i_p \times w \times 100}{k \times s} \quad (3.6)$$

3.1.1.2 *Determinação dos filtros*

Caso a camada drenante seja posicionada sobre outra camada densa, é necessário o posicionamento de uma camada de filtro, para evitar o carreamento de finos para o interior da camada drenante, o que provocaria a sua colmatção.

Qualquer agregado utilizado para drenagem deve satisfazer os critérios de filtro quanto ao entupimento e quanto à permeabilidade, para evitar a colmatção da camada drenante pelos finos das demais camadas adjacentes.

Quanto ao entupimento, o material de filtro deve ser fino o suficiente para evitar que outro, mais fino, seja carreado para o interior do material filtrante. A relação 3.7 deve ser atendida na escolha dos materiais:

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{solo})} \leq 5 \quad (3.7)$$

Onde D_{15} e D_{85} são os tamanhos dos grãos correspondentes a 15 e 85% de material passando nas peneiras.

Quanto à permeabilidade, o material de filtro deve ter granulometria aberta, suficiente para permitir a percolação da água sem apresentar resistência significativa. A relação entre os diâmetros dos materiais está expressa na seqüência.

$$\frac{D_{15} \text{ (filtro)}}{D_{15} \text{ (solo)}} \geq 5 \quad (3.8)$$

Para garantir que as curvas granulométricas do filtro e do material a ser protegido fossem aproximadamente paralelas, o Corpo de Engenheiros do Exército Norte-Americano – USACE (USACE apud Moulton, 1980) recomenda que seja atendida também a relação 3.9 entre os diâmetros dos materiais.

$$\frac{D_{50} \text{ (filtro)}}{D_{50} \text{ (solo)}} \leq 25 \quad (3.9)$$

O USACE recomenda também que o material de filtro apresente coeficiente de uniformidade, definido como a relação entre D_{60} e D_{10} , inferior a 25, para minimizar o problema de segregação dos grãos.

Moulton (1980) recomenda que a quantidade de finos passando na peneira 200 deve ser inferior a 5%, ou que D_5 seja inferior a 0,074 mm, para evitar que os finos do filtro sejam carregados para o interior da camada drenante.

A camada de filtro pode ser substituída por uma manta geotêxtil. Os geotêxteis têm a função de reter o solo e permitir a passagem da água entre as camadas, sendo que os critérios de filtro para os geotêxteis deverão contemplar a sua resistência ao bombeamento, permeabilidade e entupimento.

3.1.2 Drenos Rasos Longitudinais

Uma discussão importante no projeto de drenagem subsuperficial é a necessidade ou não de se prever drenos rasos longitudinais para remover a água livre que normalmente se acumula na borda da pista de rolamento.

Quando não se prevê os drenos rasos, a camada drenante deve ser levada através do acostamento até a borda do aterro ou às valetas laterais, nos casos de corte. Entretanto, esta solução pode apresentar inconvenientes devido a problemas construtivos ou falta de manutenção dos taludes, que tendem a obstruir as saídas laterais e prejudicam o desempenho hidráulico da camada.

Ainda, em outras situações a camada drenante pode desempenhar função inversa, permitindo a percolação de água das valas laterais para a estrutura interna do pavimento.

Assim, dependendo da situação, o prolongamento da camada drenante pode encarecer a obra em vista do acréscimo de material granular empregado, justificando a utilização dos drenos longitudinais.

Historicamente, a utilização deste tipo de dreno teve início por volta de 1970 e tem sido crescente a sua aplicação, visando o aumento dos desempenhos funcionais e estruturais dos pavimentos rodoviários.

As primeiras aplicações de drenos longitudinais subsuperficiais de maneira sistemática nos pavimentos de estradas paulistas ocorreram na Rodovia dos Bandeirantes entre São Paulo – Campinas e na Rodovia Ayrton Senna, no trecho compreendido entre São Paulo e Guararema.

Os drenos de bordo foram, no passado, empregados com ou sem camadas drenantes. Hoje, prefere-se que os drenos estejam conectados às bases drenantes de elevada transmissividade hidráulica.

O emprego de drenos longitudinais em conjunto com bases convencionais de granulometria densa não estabilizadas não é recomendado, uma vez que a água

livre não poderá se movimentar efetivamente até os drenos, ou porque ocorrerá perda de finos e conseqüente entupimento e colmatação dos drenos.

Mesmo com o emprego de drenos rasos longitudinais, pode ser necessária também a instalação de drenos transversais em alguns pontos críticos, em especial quando a declividade da seção é praticamente nula, visando aumentar a eficiência da camada drenante.

No projeto do sistema de drenagem com drenos rasos deverão ser levados em consideração os seguintes itens:

- tipo de material do dreno
 - cego - granulometria e permeabilidade
 - tubular – material liso, corrugado ou perfurado
- localização e profundidade dos drenos e respectivas saídas
- declividade dos drenos e espaçamento das saídas (comprimento crítico)
- dimensionamento dos drenos
 - cego - seção transversal
 - tubular - diâmetro - bordo livre
- condição de funcionamento
 - cego - colmatação
 - tubular - entupimento de furos

Quanto aos materiais:

Os drenos rasos longitudinais poderão ser constituídos de diferentes tipos de materiais: essencialmente granulares (cego), tubulares e com geocompostos drenantes.

Os drenos constituídos de material granular tipo brita ou areia apresentam capacidade hidráulica função da seção e da declividade adotadas e do coeficiente de permeabilidade do material selecionado, empregando-se a fórmula de Darcy para escoamento em meios porosos.

A sua capacidade hidráulica é relativamente reduzida e, dependendo do volume a ser drenado, o espaçamento das saídas d' água deve ser bastante curto.

Os drenos tubulares apresentam, dependendo do diâmetro adotado da tubulação e da declividade longitudinal, elevada capacidade hidráulica. Os tubos de PVC podem ser lisos ou corrugados, perfurados, com diâmetro variável entre 5 e 10 cm e dimensionados como conduto livre, utilizando a fórmula de Darcy associada à equação da continuidade.

Os drenos constituídos de geocompostos são de utilização relativamente recente, começando a estarem disponíveis no mercado vários modelos. Tais drenos começaram a ser difundidos após sua utilização em projetos de restauração, em vista de sua facilidade de instalação.

Independentemente do tipo de dreno cego ou tubular empregado, normalmente se utilizam mantas geotêxteis envolvendo a vala drenante com a finalidade de servir de filtro dos materiais mais finos, procurando evitar a sua colmatção. A permeabilidade do geotêxtil deve ser de 4 a 10 vezes superior ao do material adjacente. Ressalta-se que a manta não controla os movimentos e nem a erosão de finos nas camadas adjacentes, apenas evita a entrada de finos no dreno.

Todo material granular de enchimento dos drenos cegos ou tubulares, além de promover a drenagem, deve ser devidamente selecionado com agregados duráveis, limpos, e compactados de tal forma a evitar recalques após a execução das camadas sobrejacentes e atuação do tráfego.

Cuidados construtivos devem ser tomados durante o fechamento das valas para evitar que restos de materiais da escavação não contaminem, e prejudiquem o funcionamento das valas cujo principal objetivo é permitir a entrada e coleta d' água livre existente nas imediações do dreno.

Quanto ao posicionamento:

O posicionamento do dreno pode ser efetuado, principalmente, junto ao bordo externo do acostamento ou logo abaixo das juntas entre a pista principal/acostamento ou pista/guia-sarjeta (meio-fio).

A alternativa de posicionamento do dreno de pavimento com dreno posicionado no bordo externo do acostamento ou do meio-fio, evita o desconfinamento das camadas subjacentes.

Quando um dreno raso longitudinal for executado próximo à borda da pista a ser restaurada é importante saber se a água livre a ser drenada é proveniente das camadas adjacentes ou da junta existente entre a pista e o acostamento.

O dreno raso longitudinal executado próximo a borda da pista será eficiente se a água livre estiver infiltrando pela junta pista / acostamento. Entretanto caso a água tenha origem pelas trincas ou juntas nas faixas centrais de rolamento, provavelmente a eficiência do dreno será duvidosa, principalmente se os materiais das camadas do pavimento existente apresentarem baixa permeabilidade hidráulica.

A adoção do dreno posicionado na junta pista / acostamento também induz à formação de um ponto fraco na estrutura, dadas as condições de compactação sobre o dreno e adjacências. Desta forma, os cuidados com a execução devem ser redobrados ao adotar-se esta alternativa.

A figura 3.4 apresentada a seguir mostra exemplos de posicionamento do dreno raso longitudinal em relação à seção transversal do pavimento – no bordo externo do acostamento ou na junta pista / acostamento.

Em resumo, ao se prever a utilização de drenos rasos longitudinais é fundamental o conhecimento das características hidráulicas dos materiais adjacentes, uma vez que a sua eficiência dependerá de como e quanto de água chegará ao dispositivo de drenagem.

A execução do dreno longitudinal sobre estruturas existentes deve ser muito cuidadosa para evitar danos e desconfinamento das camadas inferiores.

A eficiência dos drenos rasos longitudinais será fundamentalmente função da forma de aplicação ou situação em que os mesmos serão instalados. Independentemente da situação de pavimento novo ou restauração ele deve apresentar adequada conexão com as camadas permeáveis adjacentes, ter capacidade hidráulica suficiente para drenar todo volume de água que chegue até o mesmo e não sofrer

ao longo do tempo entupimento devido ao carreamento de finos para o interior da tubulação.

Figura 3.4 – Posicionamento dos drenos longitudinais

No caso de projetos de restauração e instalação posterior dos drenos a análise deve ser mais detalhada, devido as condicionantes adversas pré-existentes de provável heterogeneidade e nível de saturação dos diversos materiais envolvidos, diferentes graus de degradação e trincamento da estrutura, dificuldades construtivas, condições de confinamento das camadas e declividades transversais das camadas desfavoráveis.

O critério de projeto da drenagem de pavimentos para os casos de restauração é consideravelmente mais complexo do que para a situação de vias novas. As camadas do pavimento já estão executadas e muito pouco pode ser feito para torná-la mais drenante. A solução mais apropriada para melhorar as condições de drenagem é encurtar o caminho de percolação da água livre existente na estrutura.

As condições de saturação das diversas camadas devem ser analisadas para verificar se a causa de degradação do pavimento está relacionada com a umidade excessiva das camadas inferiores, e neste caso, recapeamentos, reciclagens e remendos na estrutura existente não resolverão o problema se as deficiências de drenagem não forem solucionadas.

Alguns trechos experimentais de reciclagem executados em rodovias paulistas apresentaram desempenho insatisfatório em função da pouca atenção dada a drenagem subsuperficial, ocorrendo o confinamento da água por falta de saída livre lateral.

3.1.2.1 *Saídas Laterais dos Drenos*

Além do dimensionamento hidráulico, as saídas laterais do sistema de drenagem subsuperficial devem ser cuidadosamente estudadas para não comprometer o seu desempenho global.

Como regra geral, o espaçamento das saídas não deve ser superior a 90 m, com os tubos lisos colocados num ângulo entre 45° a 90° com a direção do dreno longitudinal.

Os tubos de saídas poderão ser aparentes com dispositivos apropriados ou conectados a um outro sistema de drenagem profunda do local.

Os dispositivos de proteção da saída aparentes deverão ser constituídos de muro de testa de concreto pré-moldado ou moldado in loco, devidamente assentados para evitar danos na tubulação, erosão nos taludes e que possam ser facilmente visualizados para posterior execução de manutenção.

No trecho final de lançamento, o tubo deve ter declividade mínima de 3% e no caso de saída junto a uma valeta de drenagem, esta deve estar posicionada pelo menos 15 cm acima da cota prevista de inundação, para uma vazão de projeto considerando-se uma chuva com período de retorno de 10 anos.

3.2 Critérios de Dimensionamento

O projeto adequado de um sistema de drenagem subsuperficial de pavimentos deve cumprir as seguintes etapas:

- a) Determinação do volume de água que infiltra na estrutura;
- b) Dimensionamento hidráulico da camada drenante;
- c) Dimensionamento dos drenos longitudinais subsuperficiais coletores, incluindo a definição do espaçamento entre as saídas d'água.

A seguir são apresentados os critérios de dimensionamento para os dispositivos juntamente com uma descrição sucinta dos parâmetros empregados nos cálculos.

3.2.1 Estimativa da Infiltração de Projeto

Conforme apresentado no capítulo 2, a maior fonte isolada de água na estrutura dos pavimentos é a infiltração pela superfície, seja através das trincas ou juntas entre o pavimento e o acostamento, pelos acostamentos ou através de valas laterais ao pavimento.

Um pavimento novo pode apresentar uma superfície virtualmente impermeável, porém, antes do final do período de projeto, a estrutura apresentará trincas não seladas e juntas abertas. O projeto de uma base permeável, ou camada drenante, deve prever uma condição em que a superfície do revestimento apresenta-se trincada, para considerar a infiltração em uma condição severa.

Dois métodos têm sido extensivamente utilizados para avaliar a capacidade de infiltração pela superfície: o proposto por Cedergren e o proposto por Ridgeway e adotado pela FHWA e AASHTO.

O procedimento proposto por Cedergren é empírico e depende tanto da capacidade de infiltração quanto da intensidade pluviométrica. Já o proposto por Ridgeway baseia-se nos resultados de ensaios de infiltrabilidade, nos quais se observou que a infiltração é diretamente relacionada ao trincamento da superfície do pavimento. Verifica-se uma grande diferença entre as previsões de fluxo de infiltração pelos dois métodos. Conforme indica a FHWA no Manual de Utilização do DRIP (Mallela et al, 2002), uma vez que o segundo procedimento é mais racional e baseado em experimentos de campo, este é freqüentemente utilizado para a determinação da infiltração pela superfície do pavimento. No entanto, o outro procedimento também deve ser utilizado, em especial para conferência dos resultados. Caso necessário, o maior dos dois resultados deve ser utilizado para o dimensionamento do sistema de drenagem subsuperficial.

3.2.1.1 Cedergren

De acordo com o Manual de Drenagem de Rodovias do Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes, versão de 2006, o cálculo das descargas de contribuição que devem ser escoadas pela camada drenante do pavimento deve ser efetuado conforme o método encontrado na publicação “Drenagem dos pavimentos de rodovias e aeródromos” de H. R. Cedergren (1974) e as recomendações do Federal Highway Administration – FHWA (Moulton, 1980).

A estimativa da infiltração de projeto pelo procedimento proposto por Cedergren consiste na aplicação de um método simplificado, no qual se assume que uma proporção fixa da chuva de projeto infiltra na estrutura de pavimento. Para tanto, é necessária a determinação de um coeficiente de infiltração e da intensidade da precipitação. Para a aplicação do método, recomenda-se a utilização de chuva com 1 hora de duração e período de retorno variando de 1 a 2 anos em função do volume de tráfego previsto para a rodovia.

A equação 3.10 é utilizada para a determinação da vazão de infiltração:

$$q_i = C \cdot R \cdot F \quad (3.10)$$

Onde:

q_i = vazão de infiltração, em m³/dia/m²;

C = coeficiente de infiltração;

R = Precipitação de projeto, em mm/h;

F = Fator de conversão, igual a 0,24 para mm/h.

São recomendados coeficientes de infiltração variando de 0,50 a 0,67 para pavimentos de concreto de cimento portland e entre 0,33 a 0,50 para pavimentos asfálticos.

3.2.1.2 AASHTO / FHWA

Ridgeway (1976, 1982) recomenda a consideração de um fluxo de infiltração estimado pela capacidade de carreamento pelas juntas ou trincas de pavimento ou pela estimativa dos comprimentos de juntas ou trincas. A pesquisa do autor indicou que a condição das juntas ou trincas (isto é, juntas / trincas seladas ou não, abertura das juntas / trincas) e o tipo de base do pavimento (graduação aberta ou fechada) influenciam a capacidade de infiltração através das juntas/trincas.

Para juntas/trincas com alta capacidade de infiltração, devem ser consideradas chuvas com intensidade elevada e curta duração. Para juntas/trincas com baixa capacidade de infiltração, a duração da chuva é mais importante que a intensidade, conforme descrevem Croveti e Dempsey apud Mallela et al (2002).

A abordagem de projeto apresentada no *Highway Subdrainage Manual* e nas publicações “*Demonstration Project 87*” e “*NHI Course 131026*”, todos da FHWA (1980, 1992 e 1998), consideram a aproximação da infiltração por este método mais confiável que a abordagem do método proposto por Cedergren. A equação para o cálculo da infiltração para condições normais em pavimentos sem trincas é:

$$q_i = lc \cdot \left(\frac{Nc}{W} + \frac{Wc}{W \cdot Cs} \right) + k_p \quad (3.11)$$

Onde:

q_i = vazão de infiltração, em m³/dia/m²;

lc = razão de infiltração através das juntas/trincas, em m³/dia/m;

Nc = número de trincas longitudinais;

Wc = comprimento das juntas/trincas transversais, em m;

W = largura da base permeável, em m;

Cs = espaçamento das juntas/trincas transversais, em m;

k_p = permeabilidade da estrutura de pavimento, em m/dia.

Pode ser adotado um valor de $I_c = 0,223 \text{ m}^3/\text{dia}/\text{m}$, baseado em estudos sobre juntas/trincas em condições de saturação (Ridgeway, 1976). O valor sugerido aproxima-se da infiltração média medida em trincas localizadas em pavimentos com revestimento asfáltico sobre base granular de graduação aberta.

3.2.2 Camadas drenantes

Neste item são tratados os aspectos hidráulicos da camada drenante destinada a remover rapidamente ou limitar o tempo de permanência da água livre proveniente das chuvas que inevitavelmente infiltrarão através das trincas e das juntas de construção existentes na superfície do pavimento, conforme apresentado anteriormente.

Os principais aspectos abordados são:

- Definição dos parâmetros hidráulicos de cálculo.
- Concepção do sistema de drenagem.

Os parâmetros hidráulicos de cálculo envolvem as características geométricas da via, que definem a linha de maior declive do fluxo da água e a extensão a ser percorrida até os drenos subsuperficiais, as granulometrias dos materiais a serem utilizados nas diversas camadas do pavimento e a habilidade dos mesmos de reter ou permitir o escoamento da umidade excessiva.

Para controle dos tempos de permanência e retirada da água livre do pavimento serão considerados duas concepções distintas no sistema hidráulico:

- profundidade do fluxo, em que a capacidade de escoamento da camada permeável deve ser superior a infiltração de projeto – *Critério de Fluxo Contínuo*; e

- tempo de drenagem, em que a camada drenante poderá ficar saturada durante o período de precipitação, mas que, no entanto, deverá ser drenada após algumas horas depois de cessada a chuva para evitar danos a estrutura – *Critério do Tempo de Drenagem*.

Os dois procedimentos são apresentados na seqüência.

3.2.2.1 Critério de Fluxo Contínuo

A solução de fluxo contínuo pode ser obtida atendendo a metodologia de Cedergren ou aquela desenvolvida por Moulton. A espessura da camada da base (H) é função da permeabilidade do material (k), da declividade (s), do comprimento da linha de maior declive (Lr) e da vazão de infiltração (q_i).

A espessura da camada deve ser maior ou igual àquela determinada por uma das equações abaixo.

Caso 1 – onde $\Delta < 0$

$$H_1 = \sqrt{\frac{q_i}{k}} Lr \left[\left\{ \frac{s}{\sqrt{\frac{4q_i}{k-s^2}}} \right\} \left\{ \operatorname{tg}^{-1} \frac{s}{\sqrt{\frac{4q_i}{k-s^2}}} - \frac{\pi}{2} \right\} \right] \quad (3.12)$$

$$\Delta = \left(s^2 - \frac{4q_i}{k} \right) \quad (3.13)$$

Caso 2 – onde $\Delta > 0$

$$H_1 = \sqrt{\frac{q_i}{k}} Lr \left[\frac{s - \Delta}{s + \Delta} \right]^{\frac{s}{2\sqrt{\Delta}}} \quad (3.14)$$

Caso 3 – onde $\Delta = 0$

$$H_1 = \sqrt{\frac{q_i}{k}} / Lr \quad (3.15)$$

Onde

H_1 = altura de água a partir do ponto final inferior da linha de fluxo.

As soluções gráficas das equações 3.12 a 3.15 são encontradas na figura 3.5, desenvolvida por Moulton.

Figura 3.5 – Ábaco para estimativa da espessura da camada em condição de fluxo contínuo

A capacidade de drenagem da camada drenante pode ser calculada também pela fórmula abaixo proposta por Barber e Sawyer (apud Moulton, 1980).

$$q = k H \left(s + \frac{H}{2L} \right) \quad (3.16)$$

Onde:

q = capacidade de descarga da camada drenante

k = coeficiente de permeabilidade do material

H = espessura da camada

S = declividade da camada

L = comprimento da linha de maior declive

A equação pode ser desmembrada em duas parcelas. A primeira representa a descarga através da área H causada por um gradiente hidráulico s , e a segunda corresponde aquela de área $H/2$ causada por um gradiente hidráulico H/L .

Para declividade igual a zero, a equação corresponde à aplicação direta da lei de Darcy, assumindo que o nível da superfície freática corresponda ao topo da camada drenante, numa das extremidades e no fundo da camada na outra extremidade, percolando por uma seção de área $H/2$.

3.2.2.2 Critério de Tempo de Drenagem

O segundo critério para o cálculo de espessuras da camada drenante é aquele preconizado por Casagrande e Shannon (apud Moulton, 1980), que determina o tempo necessário para que ocorra uma determinada porcentagem de drenagem da camada saturada.

No critério do tempo de drenagem, é assumido que a água de chuva infiltra pela superfície do pavimento e satura completamente a camada de base. A partir desse instante, não é possível a entrada de mais água na estrutura e a partir daí a água escoará pela superfície do revestimento.

Uma vez cessada a chuva, objetiva-se retirar a água remanescente o mais rápido possível pela camada drenante antes que ela possa provocar danos em toda a estrutura.

O tempo considerado adequado para o sistema de drenagem remover a água da estrutura depende das condições climáticas prevalecentes e da possibilidade da água provocar danos ao pavimento ao ser submetido a um volume de tráfego intenso e com cargas elevadas.

Nas áreas sujeitas a inundação e com presença de solos expansivos, a água deve ser removida num período entre 30 minutos e 1 hora, para minimizar problemas relacionados ao excesso de umidade.

O tempo requerido para a camada permeável drenar a água é um indicador da habilidade da base resistir aos efeitos deletérios da umidade excessiva no desempenho do pavimento.

O tempo de drenagem pode ser calculado através de conjuntos de equações propostas por Casagrande e Shannon e por Barber e Sawyer. Tais equações dependem das características da seção transversal do pavimento e das características geométricas transversais e longitudinais da via.

Em ambos os casos, as equações diferem em função da porcentagem de drenagem, ou Grau de Drenagem (U). As expressões sugeridas por Casagrande e Shannon são:

- para $U > 0,5$

$$T = \left(1,2 - 0,4 / S_1^{1/3}\right) \left\{ S_1 - S_1^2 I_n \left(\frac{S_1 + 1}{S_1} \right) + S_1 \ln \left[\frac{2S_1 - 2US_1 + 1}{(2 - 2U)(S_1 + 1)} \right] \right\} \quad (3.17)$$

- para $U \leq 0,5$

$$T = \left(1,2 - 0,4 / S_1^{1/3}\right) \left\{ 2US_1 - S_1^2 I_n \left(\frac{S_1 + 2U}{S_1} \right) \right\} \quad (3.18)$$

Onde:

S_1 = fator de declividade = H/LS .

H = espessura da camada granular.

L = largura da camada granular sendo drenada.

S = declividade da camada.

t = tempo de drenagem, necessário para atingir U

T = fator tempo

k = permeabilidade do material granular

n_e = porosidade efetiva do material granular

$$t = \frac{T \cdot n_e \cdot L^2}{k \cdot H} \quad (3.19)$$

As equações propostas por Barber e Sawyer são:

- para $U > 0,5$

$$T = 0,551 - 0,48 S_1^2 \log (1 + 2,4/S_1) + 1,15 S_1 \log \left[\frac{S_1 - US_1 + 1,2}{(1-U)(S_1 + 2,4)} \right] \quad (3.20)$$

- para $U \leq 0,5$

$$T = US - 0,48 S_1^2 \log (1 + 4,8U/S_1) \quad (3.21)$$

As equações de Casagrande e Shannon podem ser resolvidas graficamente conforme a figura 3.6.

Figura 3.6 – Drenagem da camada saturada em função do tempo

A capacidade para a condição de fluxo descontínuo é definida por um grau de drenagem, que é a relação entre o volume de água drenado desde o momento que a chuva para e o volume total armazenado pela camada drenante.

De acordo com Casagrande e Shannon o tempo para ocorrer 50% da drenagem pode ser estimado pela expressão 3.22.

$$t_{50} = \frac{n \cdot e \cdot L^2}{2 \cdot k \cdot (H + SL)} \quad (3.22)$$

Como referência, Casagrande e Shannon recomendam que o tempo para que ocorra 50% da drenagem seja um período inferior a 10 dias, apesar do critério proposto ser empírico e não apresentar grande fundamentação, principalmente para o caso de rodovias modernas de tráfego pesado intenso.

De acordo com a guia da AASHTO (1986), a qualidade de drenagem é dividida em 5 categorias, variando de excelente a muito pobre em função do t_{50} . Caso 50% da água seja removida ao longo de 10 dias, vários meses serão necessários para que ocorra a drenagem restante, sendo classificada portanto de muito pobre. Para que a qualidade de drenagem seja excelente, o tempo t_{50} deverá ser inferior a 2 horas.

O critério proposto por Ridgeway (1982) consiste em que o tempo para que ocorra 95% da drenagem seja inferior a 1 hora, e parece ser mais apropriado que o procedimento recomendado pela AASHTO.

O tempo de drenagem é pouco sensível à espessura da camada, assim o problema de saturação fica restrito à escolha de material que apresente melhores características de permeabilidade.

3.2.3 Drenos Rasos Longitudinais

Os drenos rasos longitudinais tubulares devem ter capacidade hidráulica suficiente para remover a água que infiltra pela superfície e pelas juntas entre a pista de rolamento e os acostamentos laterais.

Cada elemento do sistema de drenagem deve ter capacidade crescente à medida que a água caminha para os pontos de saída, de forma a garantir o princípio da continuidade hidráulica, sem pontos de gargalo ao longo da trajetória da linha d'água.

A capacidade de drenagem é determinada em função do tipo, do diâmetro e da declividade de assentamento da tubulação, e do espaçamento das saídas. Essa combinação de elementos deve garantir que a capacidade do conduto seja superior à vazão de projeto.

A quantidade de furos ou aberturas na tubulação deve ser suficientemente grande para permitir a entrada de água que chega até o dreno através das camadas drenantes adjacentes.

3.2.3.1 *Vazão de Projeto*

A vazão de projeto para a determinação do diâmetro da tubulação e cálculo dos espaçamentos das saídas d'água deve ser estimada a partir de um dos seguintes procedimentos:

Critério 1 – descarga em função do tempo de drenagem

Critério 2 – descarga devido a infiltração pela superfície

Critério 3 – descarga em função da capacidade da base permeável.

A utilização de um dos critérios dependerá da concepção adotada para o tipo de base empregado no pavimento, garantindo assim a continuidade hidráulica no sistema de drenagem.

Critério 1 – Descarga em Função do Tempo de Drenagem

De acordo com este procedimento, a vazão de projeto por unidade de comprimento do pavimento pode ser calculada como se segue:

$$q_d = 24 \cdot W \cdot H \cdot N_e \cdot U \cdot \frac{1}{t_d} \quad (3.23)$$

Onde

q_d = vazão de projeto, em m³/dia/m

W = largura da base permeável, em m

H = espessura da base, em m

N_e = porosidade efetiva

U = porcentagem de drenagem

t_d = tempo de drenagem, em h

Critério 2 – Descarga devido a Infiltração pela Superfície

Neste procedimento, a vazão de projeto é estimada em função da taxa de infiltração pela superfície do pavimento, de acordo com a seguinte expressão:

$$q_d = q_i \cdot W \quad (3.24)$$

Onde

q_d = vazão de projeto, em m³/dia/m

q_i = taxa de infiltração pela superfície, em $\text{m}^3/\text{dia}/\text{m}^2$

W = largura da base permeável, em m

A taxa de infiltração q_i , pode ser determinada pelo método proposto por Cedergren, baseado na precipitação de projeto, ou pelo critério recomendado por Ridgeway, baseado na extensão de trincas ou juntas no pavimento.

Alternativamente, conforme sugestão da FHWA, pode-se adotar uma taxa média de infiltração d'água na estrutura do pavimento de acordo com o tipo de revestimento:

Pavimento asfáltico $q_1 = 0,10 \text{ a } 0,15 \text{ m}^3/\text{dia}/\text{m}^2$

Pavimento rígido $q_1 = 0,15 \text{ a } 0,20 \text{ m}^3/\text{dia}/\text{m}^2$

Critério 3 – Descarga em Função da Capacidade da Base Permeável

De acordo com este critério a vazão de projeto por unidade de comprimento pode ser estimada através da seguinte equação:

$$q_d = k \cdot S_x \cdot H \quad (3.24)$$

Onde,

q_d = vazão de projeto, em $\text{m}^3/\text{dia}/\text{m}$

k = coeficiente de permeabilidade, em m/dia

S_x = declividade transversal, em m/m

H = espessura da base, em m

3.2.3.2 Velocidade de Percolação e de Descarga

A velocidade de percolação é a velocidade real média da água através dos vazios ou poros existentes num solo ou agregado, e ela é empregada para estudar o transporte de partículas sólidas no interior da camada drenante.

A velocidade de percolação é determinada pela aplicação da Lei de Darcy.

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

$$V_s \cdot n \cdot A = k \cdot i \cdot A$$

$$V_s = \frac{k \cdot i}{n} \quad (3.25)$$

Onde

V_s = velocidade de percolação através dos vazios, em m/dia

k = coeficiente de permeabilidade, em m/dia

i = gradiente hidráulico, em m/m

n = porosidade do material

A velocidade de descarga é a velocidade nominal média da água através de agregados ou solo. É usada para se determinar o tempo do fluxo atingir dois pontos distintos da base drenante.

A velocidade de descarga é dada pela seguinte equação

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

$$V_s \cdot n \cdot A = k \cdot i \cdot A$$

$$V = k \cdot i \quad (3.26)$$

Onde

V = velocidade de descarga, em m/dia

De fato, as velocidades de percolação, de descarga e a permeabilidade apresentam a mesma unidade, podendo gerar dúvidas conceituais.

3.3 Exemplo de aplicação

Para uma melhor compreensão dos conceitos apresentados nos itens 3.1 e 3.2, julgou-se necessária a inclusão de um exemplo de dimensionamento de um sistema de drenagem subsuperficial incluindo camadas drenantes e drenos longitudinais, apresentado na seqüência.

O exemplo consiste no dimensionamento de um sistema de drenagem subsuperficial para implantação de uma rodovia de tráfego pesado. A pista é simples (2 faixas – 1 por sentido) e tem acostamentos laterais de 3,0 m em ambos os lados da pista. O pavimento é do tipo rígido, com placas de concreto de cimento Portland. As características geométricas da pista estão sintetizadas na tabela 3.3, a seguir.

Tabela 3.3 – Características geométricas

Largura da Faixa	3,7 m
Largura dos Acostamentos de concreto	3,0 m
Espessura da Placa	26 cm
Espaçamento entre juntas	4,6 m
Declividade Transversal	2% (seção abaulada)
Declividade Longitudinal	3%

O sistema de drenagem deverá ser constituído de base permeável, camada separadora e drenos de bordo longitudinais.

As características granulométricas e geométricas dos materiais do subleito, bem como dos materiais possíveis de serem utilizados em camadas drenantes e separadora são conhecidas e estão apresentadas nas tabela 3.4 e 3.5.

Tabela 3.4 – Características das camadas

Camada	Características		
Base Permeável	Materiais Propostos	A	B
	Tipo de Base Permeável	Tratadas com Ligante Asfáltico	
	Peso específico, kg/m ³	1835	1750
	Densidade Real dos Grãos	2,65	2,65
	Coefficiente de Permeabilidade, m/dia	250	600
	Perda de água (%)	60	70
	Porcentagem de Finos	5	2
Camada Separadora	Materiais Propostos	A, B, e C	
	Densidade Real dos Grãos	2,65	
	Peso específico, kg/m ³	2000	
	Perda de água (%)	25	
Subleito	Densidade Real dos Grãos	2,65	
	Peso específico, kg/m ³	1850	
	Perda de água (%)	5	

Tabela 3.5 – Faixas granulométricas dos materiais propostos

Peneira	Porcentagem Passando					
	Base Permeável		Subleito	Camada Separadora		
	Material A	Material B		Material A	Material B	Material C
38.1	100	100				
25.4	90	94		100	100	100
19.0		70		94	100	95
12.7		40		73	96	85
9.52	70	29		57	92	77
4.75	50	8.5		35	82	56
2.00	15	4	100	20	66	39
0.600			88	13	40	26
0.425	5	2.5				
0.300			68	10	21	17
0.150			43	9	14	11
0.075	2	1.5	25	8	8	6
0.01			4.9			

Os tubos a serem utilizados são de PVC. Podem ser do tipo A – liso (número de Manning $n = 0,012$) ou do tipo B – corrugado ($n = 0,024$).

Solução:

a) Cálculos dos Elementos Geométricos de Projeto

- Declividade resultante da linha d'água (S_r)

$$S_r = (S^2 + S_x^2)^{0,5}$$

Onde:

$S = 0,03$ – declividade longitudinal

$S_x = 0,02$ – declividade transversal

$$S_r = (0,03^2 + 0,02^2)^{0,5} = 0,036 \text{ m/m}$$

- Comprimento resultante da linha d'água (L_r)

$$L_r = W \left[1 + \left(\frac{S}{S_x} \right)^2 \right]^{0,5}$$

$$W = W_p + W_a$$

Onde:

$W_p = 3,7 \text{ m}$ – largura da pista

$W_a = 3,0 \text{ m}$ – largura do acostamento

$$L_r = 6,7 \left[1 + \left(\frac{0,03}{0,02} \right)^2 \right]^{0,5} = 12,08 \text{ m}$$

b) Cálculo da Base Drenante – Método do tempo de drenagem:

- Tentativa 1 – Material A

Espessura da base $H = 0,10 \text{ m}$

Tempo de drenagem de 50% - $U = 0,50$

Fator de declividade (S_1)

$$S_1 = \frac{L_r \cdot S_r}{H} = \frac{12,08 \cdot 0,036}{0,10} = 4,35$$

Porosidade (N)

$$N = 1 - \left(\frac{\gamma_d}{9,81 \cdot G_s} \right) = 1 - \left(\frac{18}{9,81 \cdot 2,65} \right) = 0,31$$

Porosidade efetiva (N_e)

$$N_e = N \cdot W_L = 0,31 \cdot 0,6 = 0,19$$

Fator m

$$m = \frac{N_e L_n^2}{K H} = \frac{0,19 \cdot 12,08^2}{250 \cdot 0,10} = 1,11$$

Tempo de Drenagem t.

$$t_{50} = T \cdot m \cdot 24 = 0,083 \cdot 1,11 \cdot 24 = 2,21 \text{ horas}$$

Tabela 3.6 – Determinação da Porcentagem de Saturação

Porcentagem de Drenagem U	Fator Tempo T	Tempo de Drenagem (horas)	Água Drenada	Água Retirada	Porcentagem de Saturação
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	Figura 3.6	(2) x m x 24	Ne x (1)	N - (4)	(5) x 100 / N
0.2	0.020	0.533	0.038	0.272	87.7
0.3	0.042	1.119	0.057	0.253	81.6
0.4	0.060	1.598	0.076	0.234	75.5
0.5	0.083	2.211	0.095	0.215	69.4
0.6	0.10	2.664	0.114	0.196	63.2
0.7	0.132	3.516	0.133	0.177	57.1
0.8	0.177	4.715	0.152	0.158	51.0
0.9	0.296	7.885	0.171	0.139	44.8

Através de um gráfico Tempo de Drenagem x Porcentagem de Drenagem ou Porcentagem de Saturação, pode-se verificar a eficiência da camada, através da relação entre o tempo de drenagem necessário para obter a porcentagem, ou grau de drenagem igual a 50%.

Figura 3.7 – Tempo de Drenagem x Porcentagem (Grau de Drenagem)

Conforme se pode observar na fig. 3.7, esta alternativa não atende a condição de projeto, uma vez que para rodovia de tráfego pesado, é recomendável que o tempo de drenagem para 50% deve ser inferior a 2,0 horas. Assim, é necessário verificar a eficiência do outro material disponível.

- Tentativa 2 – Material B

Porosidade (N)

$$N = 1 - \left(\frac{\gamma_d}{9,81 \cdot G_s} \right) = 1 - \left(\frac{17,2}{9,81 \cdot 2,65} \right) = 0,34$$

Porosidade efetiva (Ne)

$$N_e = N \cdot W_L = 0,34 \cdot 0,70 = 0,24$$

Fator m

$$m = \frac{N_e L_r^2}{KH} = \frac{0,241 \cdot 12,08^2}{600 \cdot 0,10} = 0,584$$

Tempo de Drenagem t

$$t_{50} = T \cdot m \cdot 24$$

$$t_{50} = 0,083 \cdot 0,584 \cdot 24 = 1,2 \text{ horas}$$

De acordo com os resultados obtidos verifica-se que esta alternativa de material atende o critério de projeto, uma vez que o tempo de drenagem para 50% é de aproximadamente 1,2 horas.

c) Cálculo da Base Drenante – Método da Altura do Fluxo

- Infiltração determinada pelo método de Cederghren

Infiltração:

$$q_i = \frac{24 \cdot C \cdot R}{1000}$$

Onde:

$C = 0,50$ - taxa de infiltração (pavimento de concreto de cimento portland)

$R = 40 \text{ mm/h}$ - precipitação para tempo de concentração de 1 hora e período de retorno de 2 anos

$$q_i = \frac{24 \cdot 0,50 \cdot 40}{1000} = 0,48 \text{ m}^3 / \text{dia} / \text{m}^2$$

Vazão de descarga (q_d)

$$q_d = q_i \cdot L_r = 0,48 \cdot 12,08 = 5,80 \text{ m}^3 / \text{dia} / \text{m}$$

Cálculo da espessura (H) – Método de Darcy

$$q_d = K \cdot S_r \cdot H$$

$$H = \frac{q_d}{K \cdot S_r} = \frac{5,80}{600 \cdot 0,036} = 0,269 \text{ m}$$

Cálculo da espessura (H) – Método de Moulton

$$P = \frac{q_i}{K} = \frac{0,48}{600} = 8 \cdot 10^{-4} \xrightarrow{\text{Fig 3.5}} \frac{L_r}{H} = 70$$

$$S_r = 0,036$$

$$H = \frac{L_r}{70} = \frac{12,08}{70} = 0,173m$$

- Infiltração determinada pelo método da AASHTO

Infiltração:

$$q_i = I_c \left(\frac{N_c}{IN} + \frac{W_c}{W \cdot C_s} \right) + K_p$$

Onde:

I_c = 0,22 m³/dia/m – taxa de infiltração

N_c = 3 – n° de juntas longitudinais

W = 6,7 m – largura da base permeável

W_c = 6,7 m – comprimento de contribuição de juntas transversais

C_s = 4,6 m – espaçamento da contribuição de juntas transversais

K_p = 0,0 m³/dia/m² = permeabilidade do pavimento

$$q_i = 0,22 \left(\frac{3}{6,7} + \frac{6,7}{6,7 \cdot 4,6} \right) + 0 = 0,15 m^3 / dia / m^2$$

Vazão de descarga (q_d)

$$q_d = q_i \cdot L_r = 0,15 \cdot 12,08 = 1,81 m^3 / dia / m$$

Cálculo da espessura (H) – Método de Darcy

$$H = \frac{q_d}{K S_r} = \frac{1,81}{600 \cdot 0,036} = 0,084m$$

Cálculo da espessura (H) – Método de Moulton

$$P = \frac{q_i}{K} = \frac{0,15}{600} = 2,5 \cdot 10^{-4} \xrightarrow{\text{Fig3.5}} \frac{L_r}{H} = 190$$

$$S_r = 0,036$$

$$H = \frac{L_r}{190} = \frac{12,08}{190} = 0,064m$$

- Recomendação Final das Características da Camada Drenante (material B):

$$H = 0,10 \text{ m}$$

$$K = 600 \text{ m/dia} = 0,694 \text{ m/s}$$

d) Projeto da Camada Separadora – Filtro

- Análise das condições de filtro e uniformidade entre os materiais do subleito e da camada permeável - Critérios a serem atendidos:

$$D_{15f} \leq 5D_{85S} = 5 \cdot 0,52 = 2,6 \text{ mm}$$

$$D_{50f} \leq 25D_{50S} = 25 \cdot 0,20 = 5,0 \text{ mm}$$

$$D_{85f} \leq \frac{D_{15b}}{5} = \frac{6,9}{5} = 1,4 \text{ mm}$$

$$D_{50f} \leq \frac{D_{50b}}{25} = \frac{13}{25} = 0,52 \text{ mm}$$

A camada de filtro deve apresentar ainda percentagem de finos (passando na peneira 200) máximo de 12%.

- Critérios do coeficiente de uniformidade (C_u): o material deve ter C_u entre 20 e 40

Material A

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{10}{0,27} = 37$$

Material B

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1,6}{0,09} = 18$$

Material C

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{5,6}{0,13} = 43$$

Pela análise das curvas granulométricas, verifica-se que os materiais B e C atendem aos critérios de filtro e finos.

Como o material B apresenta $C_u = 18$, que não atende ao critério do coeficiente de uniformidade, o material C deve ser recomendado, como camada separadora, executada com uma espessura mínima de 0,10 m.

e) Dimensionamento dos Drenos de Bordo

- Cálculo da capacidade hidráulica dos tubos (Q)

Através da equação de Manning, estima-se a capacidade de vazão dos tubos disponíveis.

$$Q = \frac{0,2693 \cdot 10^{-3}}{n} \cdot D^{8/3} \cdot S^{1/2}$$

Onde:

n = coeficiente de rugosidade de Manning

D = diâmetro do tubo, em mm

S = declividade longitudinal, igual a 0,03 m/m

Tabela 3.7 – Capacidade Hidráulica – Q (m³/dia)

Diâmetro do Tubo (mm)	Tipo de Tubo	
	Liso n= 0,012	Corrugado n= 0,024
100	838	419
150	2.469	1.234
200	5.317	2.659

- Cálculo da descarga de projeto (q_d)

$$q_d = \frac{24 \cdot W \cdot H \cdot N_e \cdot U}{t_d} = \frac{24 \cdot 6,7 \cdot 0,10 \cdot 0,24 \cdot 0,50}{1,2}$$

$$q_d = 1,6 \text{ m}^3/\text{dia}/\text{m}$$

- Cálculo do espaçamento entre saídas d'água (L)

$$L = \frac{Q}{q_d}$$

Q = capacidade de descarga do tubo, m³/dia

q_d = descarga de projeto = m³/dia/m

Tabela 3.8 – Espaçamento entre saídas d'água (L) em metros

Diâmetro do Tubo (mm)	Tipo de Tubo	
	liso	corrugado
100	523	262
150	1.543	771
200	3.323	1.662

Conforme se pode observar, qualquer opção analisada atende as condições de projeto, assim sendo, recomenda-se empregar tubo liso com 100 mm de diâmetro e espaçamento mínimo entre saídas de 75 m.

f) Resumo

Foi apresentada, de forma expedita, a aplicação dos critérios discutidos no dimensionamento e definição dos elementos a serem utilizados em projetos rodoviários.

Como síntese do dimensionamento, teríamos como integrantes do sistema de drenagem subsuperficial da rodovia em estudo:

- Camada drenante: $H = 0,10$ cm; Material B
- Camada separadora: $H = 0,10$ cm; Material C
- Dreno longitudinal: tubo de PVC liso, $\varnothing = 100$ mm, espaçamento mínimo entre saídas = 75 m

3.4 Relações entre o sistema de drenagem subsuperficial e a estrutura de pavimento do ponto de vista do dimensionamento

De forma sucinta, pode-se afirmar que a atribuição de um sistema de drenagem subsuperficial adequado tem influência significativa na determinação da espessura necessária para a estrutura de pavimento.

O método do DNER/DNIT não faz nenhuma menção direta acerca da influência da umidade excessiva no dimensionamento do pavimento. São realizadas apenas observações quanto ao posicionamento do lençol freático, que deve estar rebaixado a pelo menos 1,5 m do topo do subleito.

Já o método da AASHTO, em especial a partir da versão de 1986, considera diretamente as características da drenagem no dimensionamento.

O capítulo 4 apresenta, de forma mais detalhada, a influência da drenagem no dimensionamento e na variação da vida útil do pavimento.

4 MÉTODOS DE ANÁLISE DE DESEMPENHO

Devidamente projetado e instalado, o sistema de drenagem tem por objetivo remover rapidamente a água infiltrada e eventualmente existente no interior da estrutura do pavimento. A remoção rápida da água evita que o subleito perca a capacidade de suporte, prolongando assim a vida útil do pavimento.

Existem inúmeros trabalhos que mostram a influência da saturação no módulo de resiliência do subleito. Caso o pavimento não seja adequadamente drenado, o módulo de resiliência pode diminuir, requerendo assim, espessuras maiores de pavimento, para que o seu desempenho não seja comprometido.

A influência da drenagem subsuperficial neste trabalho será avaliada através de dois modelos de desempenho. O primeiro a ser considerado é o modelo apresentado pela AASHTO através do *Pavement Design Guide*, versão de 1993 (AASHTO, 1993). O outro modelo a ser considerado é o utilizado pelo programa HDM, desenvolvido pelo Banco Mundial para a priorização de investimentos em nível de redes viárias (World Road Association, 2000).

4.1 Método da AASHTO

Desde a década de 50, a AASHO – *American Association of State Highway Officials*, posteriormente denominada AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*, vem realizando pesquisas acerca do dimensionamento e desempenho de pavimentos asfálticos e de concreto de cimento portland.

O método de dimensionamento da AASHTO era inicialmente empírico, baseado exclusivamente em observações realizadas na AASHO Road Test, implantada na década de 1950 em Illinois, EUA. Com o passar do tempo, foram incorporados conceitos probabilísticos, corroborados pelas observações realizadas no LTPP –

Long Term Performance Program, que é o sistema de gerência de pavimentos integrado de diversos estados americanos e canadenses.

Com base nos resultados da AASHO Road Test, foi publicado, em 1972, o *Interim Design Guide*, procedimento de dimensionamento totalmente empírico (AASHTO, 1972). Posteriormente, em 1986 e 1993, foram publicadas novas versões do guia, incluindo aspectos referentes à drenagem do pavimento, à confiabilidade dos resultados e à variabilidade das características do subleito, através da introdução do conceito de módulo efetivo, discutido no capítulo 2 (AASHTO, 1986 e 1993).

Em 2004, foi publicada a última versão do guia, completamente modificado em relação às versões anteriores. Com base na análise de dados do LTPP, foi desenvolvido um método de dimensionamento mecanístico-empírico – *Mechanistic Empirical Pavement Design Guide – MEPDG* (NCHRP, 2004).

O MEPDG, embora mais criterioso quanto a avaliação dos defeitos do pavimento e sua progressão ao longo do tempo, além de pouco difundido no Brasil, ainda é de pouca aplicabilidade prática. O guia requer para as análises grandes séries temporais de variação de tráfego e dados climáticos, além de inúmeros parâmetros acerca das características físicas e mecânicas dos materiais a serem utilizados nas camadas do pavimento. Tais dados podem ser considerados de difícil obtenção, seja pela ausência de bancos de dados ou pela dificuldade ou indisponibilidade de realização de observações / contagens / ensaios. Também, o método indica que, em função da base de dados analisada para a elaboração dos modelos de progressão dos defeitos não é possível uma conclusão acerca da influência da drenagem subsuperficial. Dessa forma, neste trabalho optou-se pela análise da versão anterior, em função da relativa facilidade de utilização e do mesmo já apresentar amplo conhecimento no meio técnico.

Tanto para pavimentos rígidos quanto asfálticos, o dimensionamento pela versão de 1993 do método da AASHTO considera fundamentalmente o desempenho funcional da estrutura de pavimento face às solicitações de tráfego. A ruptura da estrutura do pavimento é caracterizada quando esta não apresenta mais condições satisfatórias de conforto e segurança ao rolamento.

4.1.1 Pavimentos asfálticos

O dimensionamento de pavimentos asfálticos é baseado no conceito do Número Estrutural (*Structural Number* – SN). Este parâmetro consiste na espessura total do pavimento, em termos de material padrão, necessária para suportar o tráfego ao longo do período de projeto, partindo-se de um Índice de Serventia Inicial (P_0) e atingindo o Índice de Serventia Final (P_t) desejado no término do período de análise.

A determinação do SN é realizada através da equação apresentada a seguir.

$$\log W_{18} = Z_R \times S_0 + 9,36 \times \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log \left[\frac{\Delta PSI}{4,2 - 1,5} \right]}{0,40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}} + 2,32 \times \log M_R - 8,07 \quad (4.1)$$

Onde:

W_{18} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 82 kN

Z_R = Desvio padrão da distribuição normal para R% de confiabilidade

S_0 = Desvio padrão do projeto

SN = Número estrutural

ΔPSI = Variação do índice de serventia pretendida para o período de projeto

M_R = Módulo de resiliência efetivo do subleito

Calculado o SN, deve-se determinar a espessura associada a cada camada da estrutura. Dado que os materiais apresentam características e comportamentos distintos, devem ser convertidos através do Coeficiente de Equivalência Estrutural, que estabelece valores estruturais em função de parâmetros físicos dos materiais levantados em ensaios de laboratório ou “*in situ*”.

A análise da influência da drenagem é realizada nesta etapa. Para considerar a eficácia do sistema de drenagem subsuperficial proposto foi introduzido o Coeficiente de Drenagem (m_i) na equação que determina as espessuras das camadas do pavimento. Em função da qualidade do sistema drenante proposto, o coeficiente tem a função de corrigir a espessura das camadas.

No capítulo 3, foram apresentados os conceitos e premissas para o dimensionamento de um sistema de drenagem subsuperficial. A relação entre o dimensionamento e os parâmetros lá apresentados é realizada através do coeficiente m_i .

O coeficiente correlaciona o tempo em que a estrutura de pavimento fica exposta a níveis elevados de umidade à qualidade do sistema de drenagem.

A Tabela 4.1 indica tempos de drenagem de bases de pavimentos que são recomendados pelo Guia da AASHTO para dimensionamento estrutural das camadas. Essas recomendações são baseadas no tempo requerido para drenar a camada de base com saturação de 50% embora seja recomendado pela FHWA um critério de saturação de 85% ao invés de 50% (que é melhor para evitar danos no pavimento em função da presença d'água) reduza significativamente o tempo real usado para selecionar a qualidade de drenagem.

Tabela 4.1 – Relação entre Tempo e Qualidade de Drenagem

Qualidade de Drenagem	Tempo U = 50%
Excelente	2 horas
Boa	1 dia
Regular	7 dias
Ruim	1 mês
Muito Ruim	>> 1 mês

A Tabela 4.2 reproduz os fatores de ajuste (m_i) recomendados para serem utilizados no procedimento de projeto de pavimentos flexíveis da AASHTO. Esses fatores são empregados para ajustar os coeficientes estruturais das camadas, para corrigir o número estrutural em função das condições de umidade. Os mesmos foram determinados através de comparações das deflexões na superfície estimadas empregando-se o programa de computador ELSYM-5 (Seeds e Hicks, 1991).

Tabela 4.2 – Valores recomendados para o coeficiente de drenagem (m_i) para pavimentos asfálticos

Qualidade do sistema de drenagem	Porcentagem do tempo em que a estrutura estará exposta a teores de umidade próximos ao de saturação			
	< 1%	1 – 5%	5 – 25%	> 25%
Excelente	1,40 – 1,35	1,35 – 1,30	1,30 – 1,20	1,20
Bom	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,15 – 1,00	1,00
Médio	1,25 – 1,15	1,15 – 1,05	1,00 – 0,80	0,80
Pobre	1,15 – 1,05	1,05 – 0,80	0,80 – 0,60	0,60
Muito Pobre	1,05 – 0,95	0,95 – 0,75	0,75 – 0,40	0,40

Dessa forma, a determinação das espessuras de cada camada do pavimento é realizada através da seguinte equação:

$$SN = a_1 \times D_1 + a_2 \times D_2 \times m_2 + a_3 \times D_3 \times m_3 \quad (4.2)$$

Onde:

a_i = Coeficiente Estrutural da camada.

D_i = Espessura da camada.

m_i = Coeficiente de Drenagem da camada.

SN = Número Estrutural.

Conforme o guia de dimensionamento, um pavimento cujo sistema de drenagem subsuperficial é classificado como *Excelente* pode ter uma redução de aproximadamente 30% nas espessuras das camadas de base e sub-base, enquanto um pavimento cujo sistema de drenagem subsuperficial é avaliado como *Muito Pobre* pode ter um aumento de até 150% nas espessuras das mesmas camadas.

O exemplo apresentado pelo guia ilustra a necessidade da correta consideração e principalmente, da aplicação da drenagem subsuperficial para o desempenho do pavimento.

Para efeito de comparação, foi realizada uma análise de sensibilidade dos parâmetros do dimensionamento na variação do número N , ou seja, na vida útil do pavimento asfáltico. A análise consistiu na variação de cada um dos parâmetros do dimensionamento, sendo mantidos os demais fixos. Para a variação do número

estrutural, foi adotada uma estrutura e variados os coeficientes de drenagem para a determinação do SN. As tabelas 4.3 e 4.4 a seguir ilustram os casos analisados.

Figura 4.1 – Estrutura analisada

Tabela 4.3 – Determinação do número estrutural

esp (cm)	esp (pol)	a_i	Caso 1		Caso 2		Caso 3		Caso 4		Caso 5		Caso 6	
			m_i	SN	m_i	SN	m_i	SN	m_i	SN	m_i	SN	m_i	SN
5	1,97	0,44		0,87		0,87		0,87		0,87		0,87		0,87
15	5,91	0,13	0,40	0,31	0,60	0,46	0,80	0,61	1,00	0,77	1,20	0,92	1,40	1,07
15	5,91	0,10	0,40	0,24	0,60	0,35	0,80	0,47	1,00	0,59	1,20	0,71	1,40	0,83
				1,41		1,68		1,95		2,22		2,50		2,77

Tabela 4.4 – Casos considerados

Parâmetro	Variação
Confiabilidade (R)	70% - 80% - 90%
Desvio Padrão	0,40 - 0,45 - 0,50
ΔPSI	1,5 - 2,0 - 2,5
MR (kgf/cm ²)	500 - 1000 - 1500
m_i	0,40 - 0,60 - 0,80 - 1,00 - 1,20 - 1,40
SN	1,41 - 1,68 - 1,95 - 2,22 - 2,50 - 2,77

A análise realizada indicou que as variações tanto do desvio padrão quanto da serventia têm influência pouco significativa na determinação do número N de solicitações admissíveis em comparação com os demais parâmetros. A variação da confiabilidade relacionada aos dados de tráfego, adotada em 10% acima ou abaixo do valor médio, proporcionou uma variação em 30% da vida útil do pavimento. O módulo de resiliência, cuja variação foi adotada em 50% acima ou abaixo do valor médio, ocasionou uma variação significativa da vida útil. No entanto, o parâmetro de maior significância na análise foi o número estrutural (SN), cuja variação foi

provocada pela alteração dos coeficientes de drenagem. Uma variação de 30% nos valores de SN provocou uma alteração de aproximadamente 300% na estimativa do número N de solicitações admissíveis. A tabela 4.5 apresenta os parâmetros considerados na análise e os resultados obtidos.

Tabela 4.5 – Resultado da análise de sensibilidade

Parâmetro analisado	Confiabilidade	Zr	S ₀	ΔPSI	MR (kgf/cm ²)	SN	W ₁₈	Δ W ₁₈
Confiabilidade (Zr)	70	-0,524	0,45	2	1000	2,22	6,96E+05	38,88%
	80	-0,841	0,45	2	1000	2,22	5,01E+05	0,00%
	90	-1,282	0,45	2	1000	2,22	3,17E+05	-36,68%
Desvio Padrão (S ₀)	80	-0,841	0,4	2	1000	2,22	5,52E+05	10,17%
	80	-0,841	0,45	2	1000	2,22	5,01E+05	0,00%
	80	-0,841	0,5	2	1000	2,22	4,55E+05	-9,23%
Variação da Serventia (ΔPSI)	80	-0,841	0,45	1,5	1000	2,22	4,54E+05	-9,35%
	80	-0,841	0,45	2	1000	2,22	5,01E+05	0,00%
	80	-0,841	0,45	2,5	1000	2,22	5,41E+05	7,91%
Módulo de Resiliência do Subleito (MR)	80	-0,841	0,45	2	500	2,22	1,00E+05	-79,97%
	80	-0,841	0,45	2	1000	2,22	5,01E+05	0,00%
	80	-0,841	0,45	2	1500	2,22	1,28E+06	156,17%
Número Estrutural (SN)	80	-0,841	0,45	2	1000	1,41	3,59E+04	-92,83%
	80	-0,841	0,45	2	1000	1,68	9,54E+04	-80,96%
	80	-0,841	0,45	2	1000	1,95	2,28E+05	-54,42%
	80	-0,841	0,45	2	1000	2,22	5,01E+05	0,00%
	80	-0,841	0,45	2	1000	2,50	1,05E+06	108,73%
	80	-0,841	0,45	2	1000	2,77	1,99E+06	297,69%

4.1.2 Pavimentos de concreto de cimento portland

A determinação da espessura da placa de concreto de cimento Portland através do método de dimensionamento da AASHTO tem como principais parâmetros:

- a perda de serventia ao longo do período de projeto;
- o volume de tráfego solicitante ao longo do período de projeto, expresso através do número N;
- as características do concreto;

- características referentes ao suporte da placa, expresso pelo módulo de reação;
- o tipo de sistema de transferência de carga;
- a eficiência do sistema de drenagem; e
- a confiabilidade associada ao projeto.

Da mesma forma como nos pavimentos asfálticos, a consideração acerca da drenagem é realizada através de um parâmetro inserido na equação de desempenho, o Coeficiente de Drenagem (C_d), conforme apresentado a seguir.

$$\log_{10} W_{18} = Z_R \times S_0 + 7,35 \times \log_{10}(D+1) - 0,06 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4,5 - 1,5} \right]}{1 + \frac{1,624 \times 10^7}{(D+1)^{8,46}}} + (4,22 - 0,32 p_t) \times \log_{10} \left[\frac{S'_c \times C_d [D^{0,75} - 1,132]}{215,63 \times J \left[D^{0,75} - \frac{18,42}{\left(\frac{E_c}{K} \right)^{0,25}} \right]} \right] \quad (4.3)$$

Onde:

W_{18} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 82 kN

Z_R = Desvio padrão da distribuição normal para R% de confiabilidade

S_0 = Desvio padrão do projeto

D = Espessura da placa de concreto de cimento portland

ΔPSI = Variação do índice de serventia pretendida para o período de projeto

p_t = Índice de serventia pretendido ao final do período de projeto.

S'_c = Módulo de ruptura médio do concreto de cimento portland

C_d = Coeficiente de drenagem

J = Coeficiente de transferência de carga através das juntas

E_c = Módulo de elasticidade do concreto

K = Módulo de reação efetivo do sistema de fundação

Assim como os coeficientes de drenagem m_i para pavimentos asfálticos, a determinação do Coeficiente de Drenagem a ser adotado considera as seguintes características do sistema de drenagem subsuperficial: presença de dreno/camada drenante e porcentagem do tempo em que o pavimento está exposto a níveis de umidade próximos a saturação. A Tabela 4.1, apresentada anteriormente, indica

tempos de drenagem de bases de pavimentos que são recomendados pelo guia da AASHTO para avaliação da qualidade do sistema de drenagem proposto e posterior dimensionamento estrutural das camadas.

Os fatores C_d foram determinados através de estudo de retroanálise de equações de dimensionamento considerando diversas condições que representassem os efeitos da variação da drenagem (Seeds e Hicks, 1991).

Os valores podem variar de 1,25 a 0,70, sendo 1,25 a condição de qualidade de drenagem excelente e 0,70 a situação oposta. A tabela 4.6 mostra os coeficientes de drenagem C_d recomendados no procedimento da AASHTO para utilização no dimensionamento e análise de desempenho de pavimentos rígidos.

Tabela 4.6 – Valores recomendados pela AASHTO para o coeficiente de drenagem (C_d) para pavimentos de CCP.

Qualidade do sistema de drenagem	Porcentagem do tempo em que a estrutura estará exposta a teores de umidade próximos ao de saturação			
	< 1%	1 – 5%	5 – 25%	> 25%
Excelente	1,25 – 1,20	1,20 – 1,15	1,15 – 1,20	1,10
Bom	1,20 – 1,15	1,15 – 1,10	1,10 – 1,00	1,00
Médio	1,15 – 1,10	1,10 – 1,00	1,00 – 0,80	0,80
Pobre	1,10 – 1,00	1,00 – 0,90	0,90 – 0,60	0,90
Muito Pobre	1,00 – 0,90	0,90 – 0,80	0,80 – 0,70	0,70

Outro critério para a determinação do C_d é a efetividade do sistema de drenagem subsuperficial, conforme pesquisa realizada por Mallela, Titus-Glover e Darter (2000). Neste trabalho o coeficiente de drenagem depende de outros parâmetros além da qualidade do sistema de drenagem e tempo em que a estrutura está exposta a saturação.

Na pesquisa realizada, os autores indicam que a determinação do parâmetro C_d está relacionada ao tipo de camada de bloqueio existente, ao tipo de dispositivo de drenagem (dreno longitudinal e/ou camada drenante) e às condições climáticas. A tabela 4.7 a seguir apresenta os critérios considerados para a determinação do Coeficiente de Drenagem.

Tabela 4.7 – Valores recomendados para o coeficiente de drenagem (C_d)

(a) Comportamento das características de suporte para pavimentos que drenam a totalidade da água através do sistema de drenagem				
		Sistema de Drenagem		
		Dreno de borda	Camada drenante com borda livre	
Tipo de camada de bloqueio	Camada granular de graduação densa (1)	Bom	Regular	
	Geotêxtil (2)	Regular	Ruim	
	(1) + (2)	Bom	Regular	
(b) Qualidade de drenagem do pavimento				
Comportamento das características de suporte	Qualidade de Drenagem da Base Impermeável			
	Excelente (< 2h)	Bom (2 à 24h)	Regular (24 à 168h)	
Bom	Excelente	Bom	Regular	
Regular	Bom	Bom – Regular	Regular	
Ruim	Regular	Regular	Regular	
(c) Valor de Cd Recomendado para Pavimento de Concreto de Cimento Portland com bases impermeáveis				
Qualidade da Drenagem	Condições ambientais			
	Seco ^a		Úmido ^b	
	Não congelamento ^c	Congelamento ^d	Não congelamento ^c	Congelamento ^d
Excelente	1,25 – 1,20	1,20 – 1,15	1,15 – 1,10	1,10
Bom	1,20 – 1,15	1,15 – 1,10	1,10 – 1,00	1,00
Regular	1,15 – 1,10	1,10 – 1,00	1,00 – 0,90	0,90
Ruim	1,10 – 1,00	1,00 – 0,90	0,90 – 0,80	0,80
Péssimo	1,00 – 0,90	0,90 – 0,80	0,80 – 0,70	0,70

^a Clima úmido = Precipitação > 508 mm/ano.

^b Clima seco = Precipitação ≤ 508 mm/ano.

^c Congelamento = Índice de congelamento > 83°C diários

^d Não congelamento = Índice de congelamento ≤ 83°C diários

Smith et al (1995) elaborou trabalho semelhante ao anterior, com base em uma pesquisa realizada pela FHWA em cerca de 300 seções de pavimentos rígidos. O Coeficiente de Drenagem é dado em função da presença/ausência de drenos longitudinais, do clima da região, do tipo de solo do subleito (fino ou granular) e da permeabilidade da base. Os coeficientes propostos estão apresentados na tabela 4.8 a seguir.

Tabela 4.8 – Critério recomendados para determinação de Cd

Dreno de Borda	Clima	Subleito de Graduação Fina (A-4 até A-7)		Subleito de Graduação Grossa (A-1 até A-3)	
		Base Impermeável	Base Permeável	Base Impermeável	Base Permeável
Sim	Úmido	1,00 – 1,10	0,75 – 0,95	0,90 – 1,10	1,05 – 1,15
	Seco	1,10 – 1,20	0,95 – 1,15	1,10 – 1,20	1,15 – 1,20
Não	Úmido	0,85 – 0,95	0,70 – 0,90	0,75 – 0,95	0,90 – 1,00
	Seco	0,95 – 1,05	0,90 – 1,10	0,90 – 1,15	1,00 – 1,10

Após a análise dos coeficientes de drenagem, foi realizada uma verificação da sensibilidade dos parâmetros de dimensionamento na variação do número N, ou seja, na vida útil do pavimento, conforme efetuado para os pavimentos asfálticos. A tabela 4.9 ilustra os casos analisados.

Tabela 4.9 – Casos considerados

Parâmetro	Variação
Confiabilidade (R)	70% - 80% - 90%
Desvio Padrão	0,30 - 0,35 - 0,40
Δ PSI	1,5 - 2,0 - 2,5
Sc (MPa)	4,5 - 5,0 - 5,5
Ec (GPa)	28 - 30 - 32
k (MPa/m)	60 - 100 - 140
Cd	0,75 - 1,00 - 1,25
D (pol)	8 - 9 - 10

A análise realizada indicou que as variações do desvio padrão, da serventia e do módulo de elasticidade do concreto têm influência muito pouco significativa na determinação do número de solicitações admissíveis em comparação com os demais parâmetros. As variações da confiabilidade relacionada aos dados de tráfego, do módulo de ruptura do concreto e do módulo de reação proporcionaram variações superiores. No entanto, não são comparáveis à influência das alterações na espessura da placa de concreto e no coeficiente de drenagem, que acarretaram em uma variação significativa dos resultados. A tabela 4.10 apresenta os parâmetros considerados na análise e os resultados obtidos.

Tabela 4.10 – Resultado da análise de sensibilidade

Parâmetro analisado	Confiabilidade	Zr	S ₀	ΔPSI	Sc	Ec	K	Cd	D	Δ W ₁₈
Confiabilidade (Zr)	70	-0,524	0,35	2,0	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	29,11%
	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	0,00%
	90	-1,282	0,35	2,0	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	-29,91%
Desvio Padrão (S ₀)	80	-0,841	0,30	2,0	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	10,17%
	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	0,00%
	80	-0,841	0,40	2,0	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	-9,23%
Variação da Serventia (ΔPSI)	80	-0,841	0,35	1,5	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	-1,93%
	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	0,00%
	80	-0,841	0,35	2,5	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	-4,07%
Módulo de Ruptura (kgf/cm ²)	80	-0,841	0,35	2,0	4,5	30.000,0	100,0	1,00	9	-30,26%
	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	0,00%
	80	-0,841	0,35	2,0	5,5	30.000,0	100,0	1,00	9	38,54%
Módulo de Elasticidade (kgf/cm ²)	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	28.000,0	100,0	1,00	9	9,76%
	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	0,00%
	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	32.000,0	100,0	1,00	9	-8,01%
Módulo de Reação (MPa/m)	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	28.000,0	60,0	1,00	9	-40,05%
	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	0,00%
	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	32.000,0	140,0	1,00	9	48,15%
Coeficiente de Drenagem	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	28.000,0	100,0	0,75	9	-58,97%
	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	0,00%
	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	32.000,0	100,0	1,25	9	97,33%
Espessura da placa (pol)	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	28.000,0	100,0	0,75	8	-69,12%
	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	30.000,0	100,0	1,00	9	0,00%
	80	-0,841	0,35	2,0	5,0	32.000,0	100,0	1,25	10	193,07%

4.1.3 Considerações gerais

Com base nas análises de sensibilidade realizadas tanto para pavimentos asfálticos quanto para pavimentos rígidos, ficou clara a influência do parâmetro que relaciona a qualidade da drenagem na estimativa da vida útil e na determinação da espessura de pavimento necessária.

A escolha acerca do coeficiente a ser utilizado na análise deve ser baseada no dimensionamento e verificação hidráulica do sistema de drenagem proposto. O que se quer afirmar aqui é que não basta simplesmente dotar a estrutura de camadas drenantes e drenos para inferir sobre a qualidade do sistema se não for verificada a eficácia dos mesmos no sistema completo, através, principalmente, da determinação dos tempos de drenagem.

Com a finalidade de promover a utilização das tabelas 4.1, 4.2 e 4.6, respectivamente, para relação entre tempo e qualidade de drenagem, aferição de m_i e aferição de C_d , para a determinação do fator adequado a ser utilizado no dimensionamento do pavimento, é necessário desenvolver a análise seguinte:

- Calcular o tempo de drenagem em cada camada de material não estabilizado (pavimentos asfálticos) ou da combinação sub-base/subleito (pavimentos rígidos).
- Selecionar um índice de qualidade de drenagem baseado no tempo de drenagem calculado.
- Estimar o tempo em que a estrutura do pavimento está exposta à variação de umidade, aproximando-se da saturação.
- Utilizando-se o índice de qualidade de drenagem e a porcentagem de tempo que a estrutura do pavimento fica exposta à umidade, são obtidos os coeficientes de drenagem nas Tabelas 4.2 ou 4.6.

4.2 Programa HDM-4

O modelo do HDM vem sendo utilizado há duas décadas para avaliar técnica e economicamente projetos viários, programas e estratégias de manutenção. Enquanto a maioria das aplicações foi desenvolvida em países em desenvolvimento, nos últimos anos, países industrializados também passaram a adotar o enfoque econômico e os princípios do modelo para a otimização e racionalização dos investimentos. O programa HDM tem recebido atenção crescente ao auxiliar na definição de políticas de manutenção e reabilitação em muitos países.

Em 1993, foi criada a *International Study of Highway Development and Management Tools* – ISOHDM – formada por técnicos do Banco Mundial (World Bank), do Banco de Desenvolvimento da Ásia (*Asian Development Bank* - ADB), do Departamento de Estradas de Rodagem da Suécia (*Swedish National Road Administration* – SRNA) e da Administração para o Desenvolvimento Ultramarino, do Reino Unido (*Overseas Development Administration* – ODA). A ISOHDM tinha por objetivo modernizar o modelo HDM-III – *Highway Design and Maintenance Standards*, extensamente utilizado em todo o mundo, ampliando o escopo de atuação e realizando a atualização técnica do modelo.

Ainda que amplamente utilizado, o HDM-III possuía algumas limitações que motivaram o desenvolvimento da nova versão. Entre elas, pode-se considerar principalmente a ausência de módulos de análise de desempenho de pavimentos de concreto, de efeitos climáticos, em especial o fenômeno de gelo e degelo, e de análise da segurança viária relacionada à textura da superfície do pavimento (resistência a derrapagem).

Assim, a ISOHDM teve por objetivo elaborar ferramentas para o desenvolvimento técnico e econômico para o setor viário, com a finalidade de serem utilizadas para o planejamento, priorização financeira, monitoramento e gerenciamento de sistemas viários, ampliando o escopo de utilização do programa. O estudo foi conduzido ao longo de três anos por equipes sediadas inicialmente na Inglaterra, Malásia e Suécia.

O programa desenvolvido tem como premissa a fornecer informação para usuários com diferentes níveis de conhecimento e necessidade. O sistema aplica-se a três tipos distintos de utilização:

- Análise de Projeto: assessora a avaliação de aspectos físicos, funcionais e econômicos de alternativas de projeto.
- Análise de Intervenções: utilizado para avaliar técnica e economicamente programas de manutenção, reabilitação e expansão da rede viária.
- Análise Estratégica: utilizada para estabelecer políticas e padrões de conservação e também para previsão de desembolsos financeiros em função do desempenho da rede viária.

O programa tem como principais objetivos a seleção de alternativas de investimentos para:

- definição de classes de rodovias;
- padrões de pavimentação;
- padrões de traçado;
- estudos de soluções para tráfego não-motorizado;
- análise de congestionamentos e emissão de poluentes;
- custos de transportes;
- tempos de viagens;
- acidentes rodoviários.

De forma complementar, o HDM-4 pode ainda ser utilizado para pesquisa para, por exemplo, avaliar o efeito de intervenções realizadas em uma via na segurança ou, como no caso deste trabalho, estimar a variação dos parâmetros de análise funcional da via em função de distintas condições de drenagem impostas as estruturas de pavimento consideradas.

O programa realiza as análises técnica e econômica das soluções propostas. Podem ser analisados casos de implantação de novas rodovias ou ainda ampliação e restauração de rodovias existentes.

Para a análise, o programa permite a obtenção de indicadores futuros da condição das estruturas de pavimento e a análise de sensibilidade dos resultados, permitindo a análise de cenários distintos.

A análise do desempenho do pavimento ao longo de um período é função do projeto da via, dos tipos de materiais empregados, da qualidade de construção, das características do tráfego (composição e volume), da geometria da via, das condições ambientais e da política de manutenção adotada.

A consideração da drenagem no desempenho dos pavimentos é realizada através da condição dos drenos de borda. Estes afetam o pavimento através da redução da resistência e aceleração do processo de dano. A funcionalidade dos drenos é estimada em função do relevo do terreno e das características climáticas da região onde a rodovia está implantada, do tipo de dreno e das intervenções de manutenção previstas.

Em pavimentos asfálticos, a capacidade portante do pavimento é avaliada através do Número Estrutural Ajustado (SNP). As características do sistema de drenagem que influenciam no cálculo desta variável são representadas pelo Fator de Drenagem (Drainage Factor), cujo valor varia entre 1 (condição excelente) e 5 (péssimo).

A determinação do Fator de Drenagem, ou DF, leva em conta o tipo e a condição de manutenção do dreno. A variação entre os fatores de drenagem máximo e mínimo possíveis possibilita a estimativa da vida útil do dreno, que também é função do relevo da via.

Nos pavimentos de concreto o efeito da drenagem é considerado através do Coeficiente de Drenagem – Cd – utilizado pela AASHTO para avaliação do desempenho e dimensionamento.

Os valores considerados para o Cd são variações daqueles apresentados por Smith et. al. (Tabela 4.8) e estão reproduzidos na sequência (Tabela 4.11).

Tabela 4.11 – Critério recomendado para determinação de Cd

Dreno de Borda	Clima	Subleito de Graduação Fina (A-4 até A-7)		Subleito de Graduação Grossa (A-1 até A-3)	
		Base Impermeável	Base Permeável	Base Impermeável	Base Permeável
Sim	Úmido	1,00 – 1,10	0,70 – 0,95	0,90 – 1,10	1,05 – 1,15
	Seco	1,10 – 1,20	0,95 – 1,15	1,10 – 1,20	1,15 – 1,20
Não	Úmido	0,85 – 0,95	0,70 – 0,90	0,75 – 0,95	0,90 – 1,00
	Seco	0,95 – 1,05	0,90 – 1,10	0,90 – 1,15	1,00 – 1,10

Uma forma de verificação do desempenho do pavimento é através da progressão dos defeitos ao longo do período de análise. A tabela 4.12 indica os tipos de defeitos de pavimento que são analisados através do programa.

Tabela 4.12 – Defeitos considerados na análise

Pavimentos Asfálticos	Pavimentos de CCP
Trincamento	Trincamento
Desagregação	Escalonamento
Panelas	Esborcinamento
Afundamento em Trilha de Roda	Irregularidade
Resistência a Derrapagem	
Irregularidade	

Os defeitos “trincamento”, “desagregação” e “esborcinamento” são avaliados em termos da área total analisada. As “panelas” são analisadas em função da ocorrência (número/km) e área atingida. “Escalonamento” e “afundamento em trilha de roda” são analisados em termos do degrau entre as placas, medido em mm, e da profundidade, também em mm.

A irregularidade é analisada com base no IRI – *International Roughness Index* – que retrata o desvio da pista em relação a uma superfície plana, dado em m/km.

5 ESTUDOS E ANÁLISES DE SENSIBILIDADE PARA DIFERENTES CONDIÇÕES DE DRENAGEM

5.1 Introdução

As análises realizadas acerca do desempenho dos pavimentos em função das condições de drenagem remetem a casos reais de rodovias implantadas ou em implantação, que apresentam níveis de solicitação de tráfego e seções-tipo distintas.

Dessa forma, os dimensionamentos realizados foram analisados à luz dos conceitos de drenagem subsuperficial, procurando verificar a influência destes no desempenho dos pavimentos quando em utilização.

As estruturas de pavimento consideradas para a estimativa da vida útil e do desempenho em função da variação das condições de drenagem estão apresentadas na seqüência.

5.1.1 Pavimentos de concreto de cimento portland

As estruturas de pavimento de concreto de cimento portland consideradas foram dimensionadas para vias com níveis de tráfego Pesado (Seção-Tipo C1) e Muito Pesado (Seção-Tipo C2).

Ambos os dimensionamentos foram realizados previamente pelo método da Portland Cement Association – PCA/84. Tal método difere do elaborado pela AASHTO quanto aos critérios de ruptura e, conseqüentemente, nos parâmetros adotados. O método da PCA considera como parâmetro de avaliação a resistência a fadiga do concreto e a erosão das camadas inferiores, enquanto o método de

dimensionamento da AASHTO considera o desempenho funcional da estrutura face às solicitações de tráfego.

Dessa forma, com base em dados existentes, os dimensionamentos foram calibrados pelo método da AASHTO para a realização da análise de sensibilidade. Os parâmetros considerados no dimensionamento e as estruturas resultantes estão apresentados na sequência.

5.1.1.1 Parâmetros de Dimensionamento

Conforme descrito no capítulo anterior, a determinação da espessura da placa de concreto de cimento Portland através do método de dimensionamento da AASHTO tem como principais parâmetros a perda de serventia ao longo do período de projeto; o tráfego, expresso através do número N ; características do concreto; características referentes ao suporte da placa; o tipo de sistema de transferência de carga; a eficiência do sistema de drenagem e a confiabilidade associada ao projeto.

A análise dos pavimentos de concreto de cimento portland considerou duas estruturas anteriormente projetadas (casos reais), sendo que os parâmetros de dimensionamento foram retroanalisados. A parte o volume de tráfego, a principal diferença entre as duas estruturas analisadas é o tipo de estrutura do acostamento. Enquanto a seção C1 apresenta estrutura do tipo flexível, o acostamento da seção C2 é em concreto de cimento portland, unido a placa através de barras de ligação. A diferenciação das estruturas implica em variação direta do coeficiente de transferência de carga (J) e indireta do coeficiente de drenagem (C_d).

A tabela 5.1 apresenta os valores considerados de cada parâmetro para ambas as estruturas.

Tabela 5.1 – Parâmetros de dimensionamento

Parâmetro	Seção-tipo C1 Tráfego Pesado	Seção-tipo C2 Tráfego Muito Pesado
Período de projeto (anos)	20	20
Perda de serventia - Δ PSI	2,00	2,00
Tráfego - N_{AASHTO}	$1,80 \times 10^7$	$2,70 \times 10^8$
Módulo de ruptura (MPa)	5,00	5,20
Módulo de elasticidade (MPa)	30.000,00	30.000,00
Módulo de reação (MPa/m)	144,00	140,00
Coeficiente de transferência de carga - J	3,20	2,50
Coeficiente de drenagem - Cd	1,00	1,25
Desvio Padrão	0,35	0,30
Confiabilidade	70%	50%

5.1.1.2 Estruturas resultantes

Com base no dimensionamento, foram obtidas as estruturas apresentadas nas figuras 5.1 e 5.2.

Figura 5.1 – Pavimento para tráfego pesado – Seção-tipo C1

Figura 5.2 – Pavimento para tráfego muito pesado – Seção-tipo C2

5.1.2 Pavimentos Asfálticos

As estruturas de pavimento asfáltico são aquelas recomendadas nas “Instruções de Projeto” elaboradas pela Prefeitura do Município de São Paulo. A publicação apresenta estruturas pré-dimensionadas, recomendadas para faixas variáveis de solicitação.

Para a realização das análises, foi efetuada uma calibração dos dimensionamentos através do método da AASHTO, dado que as Instruções são baseadas no método do DNER/DNIT, que possui parâmetros e critério de ruptura distintos.

5.1.2.1 Parâmetros de dimensionamento

No Capítulo 4 foi discutida a determinação do número estrutural (SN – Structural Number) através do método de dimensionamento da AASHTO. Os principais parâmetros são a perda de serventia ao longo do período de projeto; o tráfego ao longo do período de projeto, expresso através do número N; o módulo de resiliência do subleito e a confiabilidade associada ao volume de tráfego.

Diferentemente do pavimento de concreto, a consideração da drenagem é realizada de forma indireta, no cálculo do SN. A calibração do dimensionamento foi realizada considerando coeficiente de drenagem (m_i) médio para os materiais não tratados, ou seja, para as camadas de base e sub-base.

A tabela 5.2 apresenta os valores considerados de cada parâmetro.

Tabela 5.2 – Parâmetros de dimensionamento

Parâmetro	Seção-tipo A1 Tráfego Leve	Seção-tipo A2 Tráfego Meio Pesado	Seção-tipo A3 Tráfego Pesado
Período de projeto (anos)	10	10	10
Perda de serventia - ΔPSI	2,00	2,00	2,00
Tráfego - N_{USACE}	$1,00 \times 10^5$	$2,00 \times 10^6$	$5,00 \times 10^7$
Tráfego - N_{AASHTO}	$9,81 \times 10^4$	$1,49 \times 10^6$	$3,71 \times 10^6$
Módulo de resiliência do subleito (MPa)	190	80	80
Desvio Padrão	0,45	0,45	0,45
Confiabilidade	90%	90%	90%
Número Estrutural – SN	1,39	3,07	3,53

5.1.2.2 Estruturas resultantes

Com base no dimensionamento realizado, foram obtidas as estruturas apresentadas nas figuras 5.3, 5.4 e 5.5.

Figura 5.3 – Pavimento para tráfego leve – Seção-tipo A1

Figura 5.4 – Pavimento para tráfego meio pesado – Seção-tipo A2

Figura 5.5 – Pavimento para tráfego pesado – Seção-tipo A3

5.2 Estimativa da vida útil dos pavimentos

5.2.1 Pavimentos de concreto de cimento portland

A variação na vida útil dos pavimentos de concreto de cimento portland foi avaliada através da equação de desempenho apresentada no AASHTO Pavement Design Guide, versão de 1993.

Conforme apresentado no capítulo 4, o Coeficiente de Drenagem é o parâmetro que apresenta maior influência na determinação da espessura necessária da placa de concreto de cimento portland para um mesmo nível de confiabilidade. Em consequência, é também o parâmetro de maior impacto na variação da vida útil do pavimento.

Dessa forma, a estimativa na vida útil das estruturas analisadas foi realizada considerando a variação do Coeficiente de Drenagem – Cd. A seguir, a tabela 5.3 indica os casos em estudo.

Tabela 5.3 – Casos analisados

Parâmetro	Variação
Coeficiente de Drenagem	0,70 – 0,80 – 0,90 – 1,00 – 1,10 – 1,20

Uma vez que as estruturas analisadas apresentam tipo de acostamento distinto, a influência do tipo de acostamento também foi verificada na estimativa da vida útil do pavimento.

As figuras a seguir apresentam os resultados das análises efetuadas.

Figura 5.6 – Variação da vida útil – seção-tipo C1

Figura 5.7 – Variação da vida útil – seção-tipo C2

5.2.2 Pavimentos Asfálticos

Foi analisada a variação do número estrutural em função da variação das condições de drenagem da estrutura, representada pela variação do coeficiente m_i , que multiplica o produto entre a espessura da camada e o coeficiente estrutural das camadas não tratadas. A seguir, as tabelas 5.4 e 5.5 indicam os casos em estudo.

Tabela 5.4 – Variação do Coeficiente de Drenagem m_i

Parâmetro	Variação
Coeficiente de Drenagem - m_i	0,40 – 0,60 – 0,80 – 1,00 – 1,20 – 1,40

Tabela 5.5 – Variação do Número Estrutural

Seção Tipo	esp (cm)	esp (pol)	a_i	m_i	SN	m_i	SN	m_i	SN	m_i	SN	m_i	SN	m_i	SN
A1	3,5	1,38	0,44		0,61		0,61		0,61		0,61		0,61		0,61
	5	1,97	0,2		0,39		0,39		0,39		0,39		0,39		0,39
	10	3,94	0,10	1,00	0,39	0,40	0,16	0,60	0,24	0,80	0,31	1,20	0,47	1,40	0,55
					1,39		1,16		1,24		1,31		1,47		1,55
A2	5	1,97	0,44		0,87		0,87		0,87		0,87		0,87		0,87
	7	2,76	0,37		1,02		1,02		1,02		1,02		1,02		1,02
	7,5	2,95	0,20		0,59		0,59		0,59		0,59		0,59		0,59
	15	5,91	0,10	1,00	0,59	0,40	0,24	0,60	0,35	0,80	0,47	1,20	0,71	1,40	0,83
					3,07		2,71		2,83		2,95		3,19		3,30
A3	5	1,97	0,44		0,87		0,87		0,87		0,87		0,87		0,87
	7,5	2,95	0,37		1,09		1,09		1,09		1,09		1,09		1,09
	15	5,91	0,20		1,18		1,18		1,18		1,18		1,18		1,18
	10	3,94	0,10	1,00	0,39	0,40	0,16	0,60	0,24	0,80	0,31	1,20	0,47	1,40	0,55
					3,53		3,30		3,38		3,45		3,61		3,69

As figuras a seguir apresentam as análises realizadas, indicando a variação da vida útil em função da variação do coeficiente de drenagem e do número estrutural para cada seção tipo estudada.

Deve-se notar o fato de que a variação obtida para a seção-tipo A3, dimensionada para tráfego pesado, é inferior às variações encontradas para as demais seções. Tal

fato, a primeira vista incompatível, é função da utilização de camada de maior rigidez na base da estrutura, conforme prevê o método de dimensionamento.

Figura 5.8 – Variação da vida útil em função do coeficiente de drenagem

Figura 5.9 – Variação da vida útil em função do SN

5.3 Evolução dos parâmetros de desempenho

Através do programa HDM-4, pode-se estimar o comportamento do pavimento ao longo de um determinado período de análise com base na evolução dos defeitos. Para pavimentos rígidos, são consideradas a evolução do IRI, do trincamento, do escalonamento e do esborcinamento. Para pavimentos asfálticos, os defeitos analisados são a irregularidade, o trincamento e a formação de afundamento em trilha de roda.

Para todos os casos analisados, foi considerada a presença de drenos longitudinais de borda e a ausência de camada drenante.

Os gráficos apresentados na sequência apresentam a evolução esperada dos defeitos considerando variável a condição de drenagem para as estruturas de pavimento apresentadas no item 5.1.

Os limites de aceitabilidade indicados nos gráficos referem-se, para os pavimentos asfálticos, aos estabelecidos nos Editais de Licitação das Concessões Rodoviárias do Estado de São Paulo (ARTESP). Já para o pavimento rígido, foram adotados valores estabelecidos internacionalmente.

- Pavimento rígido
 - Irregularidade: $IRI \leq 2,7 \text{ m/km}$ (ou $QI \leq 35 \text{ contagens/km}$);
 - escalonamento de juntas $\leq 6 \text{ mm}$;
 - trincas transversais $\leq 5\%$;
 - juntas esborcinadas $\leq 10\%$.
- Pavimentos asfálticos
 - Irregularidade: $IRI \leq 2,7 \text{ m/km}$ (ou $QI \leq 35 \text{ contagens/km}$);
 - área total de trincas $\leq 15\%$;

- área de trincas severas $\leq 2\%$;
- afundamento de trilha de roda ≤ 7 mm;
- painelas = 0%.

5.3.1 Pavimentos de concreto de cimento portland

5.3.1.1 Irregularidade - IRI

O IRI é o principal parâmetro para aferir de forma objetiva a condição funcional do pavimento. A sua evolução ao longo do tempo está apresentada nas figuras a seguir para as duas estruturas analisadas, bem como a variação em função da condição da drenagem da pista.

Figura 5.10 – IRI em função do Coeficiente de Drenagem – Seção Tipo C1 (Acostamento rígido)

Figura 5.11 – IRI em função do Coeficiente de Drenagem – Seção Tipo C1 (Acostamento flexível)

Figura 5.12 – IRI em função do Coeficiente de Drenagem – Seção Tipo C2 (Acostamento rígido)

Figura 5.13 – IRI em função do Coeficiente de Drenagem – Seção Tipo C2 (Acostamento flexível)

Figura 5.14 – IRI em função do Coeficiente de Drenagem

5.3.1.2 Escalonamento

O escalonamento consiste no degrau entre as placas de concreto de cimento portland. Interfere diretamente com a determinação do Índice de Irregularidade Longitudinal e, por consequência, com o conforto ao rolamento proporcionado ao usuário. A figura 5.15 apresenta a relação entre o escalonamento e a condição de drenagem para as duas seções analisadas.

Figura 5.15 – Escalonamento em função do Coeficiente de Drenagem

5.3.1.3 Esborcinamento e Trincamento

As análises realizadas para a previsão da evolução do esborcinamento e do trincamento indicaram pouca ou nenhuma influência da condição da drenagem,

indicando que os modelos do HDM para previsão da evolução do esborcinamento e trincamento são pouco sensíveis à variação deste parâmetro.

Ambos os defeitos analisados têm sua gênese proveniente do processo construtivo, em especial o esborcinamento, que é diretamente relacionado ao período da serragem das juntas, em função da cura do concreto. Já o trincamento, embora sua evolução esteja diretamente relacionada à presença da umidade, tem sua gênese creditada ao processo construtivo (trincas de retração) e ao carregamento do tráfego.

5.3.2 Pavimentos Asfálticos

As condições de drenagem influem na variação da resistência da estrutura do pavimento, representada pelo Número Estrutural Ajustado - SNP.

As características do tipo de sistema de drenagem subsuperficial previsto e as variações dos parâmetros climáticos, como temperatura e precipitação, são tratadas em conjunto para corrigir o SNP em função da duração das estações seca e úmida.

Neste estudo, foi considerado que a região de inserção da rodovia apresenta clima tropical úmido (temperaturas e índice pluviométrico elevados durante a maior parte do tempo) e que as características dos materiais de revestimento, base e subleito foram determinados em estação úmida.

Os defeitos analisados foram a irregularidade longitudinal, a área de trincamento e o afundamento em trilha de roda.

Ao contrário do que era esperado, os fatores de drenagem tiveram influência pouco significativa na estimativa de desempenho segundo os modelos do HDM. As figuras apresentadas na sequência ilustram o fato.

5.3.2.1 Irregularidade Longitudinal

A influência das condições de drenagem na variação da irregularidade longitudinal foi verificada de forma mais pronunciada na análise relativa a seção-tipo A1, dimensionada para tráfego leve. As seções-tipo A2 e A3 tiveram um comportamento muito semelhante para todas as condições de drenagem.

Para a seção tipo A1, a diferença entre a irregularidade longitudinal de um pavimento dimensionado com condições adequadas de drenagem ($DF = 1$) para um pavimento com condições ruins ($DF = 5$) ao final de um período de 20 anos é aproximadamente 1 m/km (ou 1 mm/m). Para as seções-tipo A2 e A3, a diferença não chega a 0,5 m/km.

Outra constatação das análises é que praticamente não foi verificada diferença entre os resultados obtidos para as condições regular e ruim. Os resultados apresentaram diferenças da ordem de duas casas decimais.

As figuras 5.16 a 5.18 apresentam a variação do IRI em função das condições de drenagem para as três seções-tipo analisadas.

Figura 5.16 – IRI em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A1

Figura 5.17 – IRI em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A2

Figura 5.18 – IRI em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A3

5.3.2.2 Afundamento em trilha de roda

A análise do afundamento em trilha de roda, assim como a da irregularidade, mostrou-se mais significativa para a estrutura dimensionada para tráfego leve – seção tipo A1.

Para os casos A2 e A3, a diferença de desempenho verificada ao final do período de análise foi muito pequena. Em especial para a seção tipo A3, para tráfego pesado, não foi verificada a influência da modificação dos Fatores de Drenagem (DF). A progressão do defeito foi semelhante para os cinco casos.

Figura 5.19 – Afundamento em trilha de roda em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A1

Figura 5.20 – Afundamento em trilha de roda em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A2

Figura 5.21 – Afundamento em trilha de roda em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A3

5.3.2.3 *Trincamento*

A progressão da variação do trincamento ao longo do período de análise sofreu pouca influência da alteração das condições de drenagem. Ao final dos 20 anos pode-se verificar que a totalidade da área do pavimento encontraria-se trincada, tanto para as seções-tipo A1 quanto A2.

A principal diferença verificada foi quanto a “velocidade” de progressão do defeito. Ambas as seções-tipo apresentaram curvas de formato semelhante, conforme apresentado nas figuras 5.22 e 5.23.

Assim como para a análise da irregularidade, foi constatado que praticamente há diferença entre os resultados obtidos para as condições regular e ruim.

Quanto à seção-tipo A3, de acordo com os resultados da simulação realizada, a mesma não apresentou trincamento do revestimento ao longo do período.

Figura 5.22 – Trincamento em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A1

Figura 5.23 – Trincamento em função do Fator de Drenagem – Seção Tipo A2

5.4 Análise dos resultados

5.4.1 Pavimentos de concreto de cimento portland

Pelo fato de não ser prevista a camada drenante, as águas que inevitavelmente infiltrarão pelo pavimento, quer seja pelas juntas seladas que podem ter seu desempenho comprometido, ou pelas trincas que ocorrerão por processo de fadiga do concreto, ficarão por longo tempo no interior da estrutura.

Outros fatores que podem contribuir para a infiltração são a declividade transversal do acostamento externo e as juntas longitudinais, em especial nos casos de pista em concreto de cimento portland e acostamento com revestimento asfáltico, em função da difícil selagem devido as diferentes trabalhabilidades dos materiais

constituintes da pista de rolamento e do próprio acostamento, em termos de suscetibilidade térmica e deformação elástica.

Quanto ao impacto na variação da vida útil

O efeito da variação do coeficiente de drenagem na determinação da vida útil é ilustrado nas figuras 5.6 e 5.7. O resultado é aproximadamente uma relação linear entre a variação da vida útil e a diminuição do coeficiente de drenagem. A diminuição do coeficiente de drenagem de 1,25 para 0,70 pode causar uma redução na vida útil de até 100%.

Para o caso da seção-tipo 1, em que se verifica uma variação de aproximadamente 400% em relação ao desempenho esperado, deve-se ressaltar que a estrutura original prevê acostamento asfáltico. Alterando o material para concreto já proporciona um aumento na estimativa do número N admissível (aproximadamente igual a duas vezes o número N original). A inclusão da melhoria das condições de drenagem na mesma análise implica em um aumento ainda mais significativo na estimativa realizada.

Quanto à variação dos parâmetros de desempenho

Quanto aos parâmetros de desempenho analisados através do HDM, verifica-se uma variação significativa na irregularidade longitudinal. Para os dois níveis de tráfego analisados, e tanto para as condições com acostamento rígido ou flexível, observa-se uma variação em torno de 30% para os valores obtidos ao final do período de análise para Cd variando de 0,75 a 1,25.

Considerando a variação do IRI ao longo do período, a ineficiência do sistema de drenagem ($C_d = 0,75$) pode causar a elevação do parâmetro a um valor acima do limite aceitável em apenas um quarto do período, exigindo a execução de intervenções de manutenção em curto prazo. Essa condição é acentuada nos casos em que os materiais da pista e acostamento são distintos.

Para ambas as estruturas analisadas, verifica-se que a garantia de um sistema de drenagem subsuperficial adequado e a implantação de pista e acostamento no mesmo material conferem bom desempenho à pista ao longo de praticamente todo o período, podendo adiar as intervenções de manutenção para o término do prazo.

O escalonamento apresenta comportamento semelhante ao IRI quanto a variação em função das condições de drenagem. O esborcinamento decresce linearmente com o aumento do Cd. Também sofre variação em função do tipo de acostamento e do volume de tráfego.

O esborcinamento não sofre a influência de nenhum dos parâmetros analisados. Mantém-se constante com a variação das condições de drenagem, do acostamento e do tráfego.

O trincamento também não varia conforme as condições de drenagem da pista. Dentre os parâmetros analisados, o tráfego tem grande influência na variação da porcentagem de placas trincadas.

5.4.2 Pavimentos Asfálticos

Assim como nos pavimentos de concreto de cimento portland, estima-se que o volume de água que infiltra na estrutura deveria ficar retido por longo tempo em seu interior, dada a ausência de camadas drenantes e do comportamento variável dos drenos subsuperficiais.

A utilização de camadas tratadas com ligantes hidráulicos ou betuminosos contribui para a minimização dos efeitos danosos da água na estrutura do pavimento, evitando a perda de suporte de materiais puramente granulares.

Quanto ao impacto na variação da vida útil

A avaliação da variação da vida útil indica um comportamento semelhante das estruturas analisadas. Uma variação do número estrutural em torno de 15% é suficiente para reduzir ou aumentar o número N admissível em até 60% conforme indicaram as análises realizadas para as seções-tipo A1 e A2 (volume de tráfego leve e meio pesado). Para a seção-tipo A3, dimensionada para tráfego pesado, o impacto da variação das condições de drenagem é inferior aos outros casos. Para a mesma faixa de alteração percentual do número estrutural, a variação estimada na

vida útil é menor, da ordem de 40%. Uma das razões possíveis para a redução na variação é a utilização de bases tratadas, que reduz a sensibilidade da estrutura do pavimento quanto à ação da água.

Quanto à variação dos parâmetros de desempenho

A influência das condições de drenagem na variação dos parâmetros analisados: irregularidade longitudinal, afundamento em trilha de roda e trincamento, foi verificada de forma mais acentuada na análise relativa a seção-tipo A1, dimensionada para tráfego leve.

As seções-tipo A2 e A3 tiveram um comportamento muito semelhante para todas as condições de drenagem nas análises relativas à progressão da irregularidade longitudinal.

Quanto ao afundamento em trilha de roda, a estrutura tipo A3, proposta para tráfego pesado não apresentou variação ao longo do tempo para as condições distintas de desempenho do sistema de drenagem. A influência da drenagem é minimizada, possivelmente, em função da presença de base estabilizada. A mesma causa pode ser atribuída ao processo de evolução do trincamento do revestimento, que não foi verificado neste caso.

De forma geral, a evolução dos parâmetros é semelhante para todas as condições de drenagem, tanto quanto à forma quanto à velocidade de progressão. A diferença encontrada é quanto ao volume de deterioração, mais acentuado quando a condição de drenagem é mais precária.

Uma das razões possíveis para a relativa igualdade de resultados é a adoção do regime climático para a análise, que pode ter minimizado o efeito de saturação das camadas, dado que admitiu-se que a região é úmida a maior parte do tempo e que as características dos materiais utilizadas como dado de entrada foram determinadas em estação úmida.

Assim, fica também evidenciada a necessidade de calibração dos modelos apresentados no HDM para as condições específicas a serem analisadas, a fim de obter resultados mais conclusivos que os aqui obtidos.

5.5 Análise econômica – LCC

É correto afirmar que não cabe apenas avaliar a viabilidade de um projeto de engenharia apenas pelo custo inicial, ou seja, pelo custo de implantação no tempo “zero”. A análise econômica deve ser realizada considerando também os custos ao longo de um determinado período, onde é esperado obter o retorno dos investimentos realizados. Em concessões rodoviárias, por exemplo, para a verificação da viabilidade do negócio é obrigatório o estabelecimento de um plano de investimentos na rodovia ao longo do período de concessão. Deve ter o objetivo de compatibilizar não só os interesses empresariais, mas, principalmente, proporcionar o atendimento aos requisitos do órgão contratante quanto aos padrões de aceitabilidade mínimos para as condições funcionais e estruturais da rodovia exigidos ao longo de todo o período de vigência do contrato.

Uma forma de realizar a análise econômica para subsídio do plano de investimentos é através da análise do valor presente ao longo do tempo ou da análise do custo do ciclo de vida – LCCA (Life Cycle Cost Analysis).

Os cálculos baseiam-se na determinação do montante necessário para a implantação da via (tempo “zero”) e dos investimentos necessários ao longo do tempo para a manutenção.

De forma simplificada, aplicada ao tema em estudo, a análise pode ser procedida da seguinte maneira: inicialmente determinam-se os custos de implantação da estrutura de pavimento. Neste momento, define-se pela existência e forma de um sistema de drenagem subsuperficial, determinando também o seu custo de implantação. A partir daí, com base em análises de desempenho da estrutura proposta (realizada pelo HDM ou Pavement Evaluator, por exemplo) define-se uma política de manutenção (manutenção periódica da via, incluindo ou não a drenagem do pavimento; intervenções de restaurações localizadas e espaçadas em períodos pré-determinados ou quando os parâmetros de aceitação estiverem próximos aos limites).

5.5.1.1 Estrutura de pavimento proposta

A estrutura de pavimento em análise é a seção C2 indicada no item 5.1 – Pavimento de Concreto de Cimento Portland para Tráfego Muito Pesado (figura 5.2). Foi considerado que a estrutura do acostamento é semelhante à da pista. Para a realização da análise econômica, serão considerados os casos apresentados na tabela 5.6 a seguir.

Tabela 5.6 – Casos de análise

Caso	Sistema de Drenagem Subsuperficial	
	Presença	Manutenção
1	Não	-
2	Sim	Não
3	Sim	Sim

5.5.1.2 Análise de desempenho

A análise de desempenho realizada anteriormente pelo HDM apresentou os resultados da variação dos parâmetros de avaliação em função da variação do Coeficiente de Drenagem – Cd. Conforme apresentado no capítulo 4, a determinação do Cd a ser considerado no dimensionamento tem como premissas o tipo e a condição de manutenção do sistema de drenagem subsuperficial.

Considerando os casos em análise, os coeficientes adotados estão apresentados na tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Fator de Drenagem

Caso	Coefficiente de Drenagem
1	0,75
2	1,00
3	1,25

As análises realizadas são aquelas apresentadas no item 5.3.

5.5.1.3 *Intervenções de manutenção no pavimento*

Existem dois tipos de intervenções de manutenção a serem realizadas no pavimento. O primeiro tipo consiste em Manutenção Periódica, ou manutenção preventiva, cujo objetivo principal é manter a via em condições adequadas de rolamento e, principalmente, evitar a rápida deterioração em função da progressão de defeitos.

Em pavimentos rígidos, a manutenção periódica usualmente é realizada através da selagem de juntas e trincas em um período variável entre 5 a 10 anos após a abertura da via ao tráfego.

O segundo tipo de manutenção é a Manutenção Especial, que consiste na recuperação de uma área já deteriorada e cuja demolição e reconstrução (total ou parcial) é indispensável para o restabelecimento de condições de trafegabilidade. A periodicidade da intervenção de manutenção pode ser determinada em função da análise de desempenho do pavimento. Com base nas estimativas realizadas com a utilização do programa HDM, verifica-se que o limite de aceitabilidade do parâmetro IRI – irregularidade – é ultrapassado durante o período considerado de 20 anos para dois dos três casos analisados.

Conforme a figura 5.12, a irregularidade ultrapassa o limite no ano 5 para o caso 1 e no ano 13 para o caso 2. As intervenções de manutenção especial serão então realizadas nos anos 5, 10 e 15, para o caso 1 e no ano 13 para o caso 2. Para o caso 3, verifica-se que o limite de aceitabilidade não é atingido no período de 20 anos e, portanto, não é necessária a realização de manutenção especial.

No caso 1, supôs-se simplificadaamente que o comportamento da estrutura após reabilitação é semelhante ao da estrutura recém-construída e, assim, determinados os períodos das novas intervenções.

5.5.1.4

Determinação dos custos iniciais do pavimento

Indicam-se a seguir as quantidades de obra e custos de construção para a alternativa de pavimento proposta. As quantidades referem-se a um quilômetro de uma pista – rodovia de pista simples, com 7,2 m de largura de faixa de rolamento e acostamentos laterais com 2,5 m de cada lado.

Os preços unitários utilizados na composição dos custos iniciais foram obtidos da Tabela de Preços Unitários do DER/SP – data base de janeiro de 2007.

Tabela 5.8 – Custos de implantação – Caso 1

Item	Material	Unidade	Quantidade	Preço (R\$)	
				Unitário	Total
23.11.06	Concreto de cimento portland	m³	2.928	485,61	1.421.866,08
23.11.11	Concreto compactado a rolo	m³	1.330	168,82	224.530,60
23.04.03.01	Brita graduada simples	m³	1.370	99,43	136.219,10
23.02.01	Melhoria do subleito	m²	13.800	0,84	11.592,00
				Total	1.794.207,78

Tabela 5.9 – Custos de implantação – Casos 2 e 3

Item	Material	Unidade	Quantidade	Preço (R\$)	
				Unitário	Total
23.11.06	Concreto de cimento portland	m³	2.928	485,61	1.421.866,08
23.11.11	Concreto compactado a rolo	m³	1.330	168,82	224.530,60
23.04.03.01	Brita graduada simples	m³	1.370	99,43	136.219,10
23.02.01	Melhoria do subleito	m²	13.800	0,84	11.592,00
24.15.07	Tubo PVC perfurado	m	2.000	26,40	52.800,00
24.12.01.01	Brita	m³	320	56,95	18.224,00
24.14.01.09	Manta geotêxtil	m²	3.700	13,91	51.467,00
				Total	1.916.698,78

Em termos de implantação, a instalação de drenos no pavimento implica em aumento de 7 % nos custos iniciais.

5.5.1.5 *Determinação dos custos de manutenção do pavimento*

Para a determinação dos custos de manutenção, os mesmos foram divididos em manutenção periódica e especial. Para a manutenção periódica estimou-se a realização de selagem de juntas em 50% da área de rolamento, realizada a cada 5 anos, para minimizar a infiltração pelas juntas com selantes deteriorados. A intervenção de restauração (manutenção especial) adotada consiste em demolição e reconstrução de 10% das placas da área de rolamento.

Para os drenos subsuperficiais, considera-se que a intervenção de manutenção a ser realizada consiste na limpeza e desobstrução dos mesmos. O período de realização consiste com a realização da manutenção periódica do pavimento.

Os preços unitários utilizados na composição dos foram obtidos da Tabela de Preços Unitários do DER/SP – data base de janeiro de 2007.

Tabela 5.10 – Manutenção periódica – selagem de juntas

Item	Material	Unidade	Quantidade	Preço (R\$)	
				Unitário	Total
37.03.05.01	Resselação das Juntas	m	2.220	16,74	37.162,80
				Total	37.162,80

Tabela 5.11 – Manutenção periódica – limpeza de drenos

Item	Material	Unidade	Quantidade	Preço (R\$)	
				Unitário	Total
37.01.06	Limpeza dos tubos dreno	m	2.000	6,95	13.900,00
				Total	13.900,00

Tabela 5.12 – Manutenção Especial – Restauração do pavimento

Item	Material	Unidade	Quantidade	Preço (R\$)	
				Unitário	Total
21.05.04	Demolição pavimento rígido	m³	173	120,22	20.774,02
23.11.06	Concreto de cimento portland	m³	173	485,61	83.913,41
				Total	104.687,42

5.5.1.6 Análise econômica

Na análise dos pavimentos para um período de 20 anos, considerando a avaliação do desempenho dos pavimentos, que indicou a época dos serviços de manutenção para manter as condições desejáveis de operação da via, e adotando taxa de reajuste anual de 8% e taxa de desconto de 3% ao ano para cálculo do Valor Presente Líquido (VPL) do investimento de cada alternativa, têm-se os custos indicados na tabela 5.13.

Tabela 5.13 – Resumo da Análise Econômica

Situação	Custos Iniciais	Diferença (em Relação ao Caso 1)	Valor presente	Diferença (em Relação ao Caso 1)
Caso 1	1.794.207,78	-	2.856.758,43	-
Caso 2	1.916.698,78	6,83%	2.388.946,31	-16,38%
Caso 3	1.916.698,78	6,83%	2.195.072,38	-23,16%

A seguir apresentam-se as planilhas de fluxo de caixa e a figura 5.24 ilustrando os custos de investimentos necessários durante o período de análise de 20 anos.

Tabela 5.14 – Análise Econômica – Caso 1

Ano de Avaliação	Custo de Construção	Custo de Manutenção Rotineira		Custo de Manutenção Especial	Fluxo	VP	VP acumulado
		Pavimentação	Drenagem Subsuperficial				
0	1.794.207,78				1.794.207,78	1.794.207,78	1.794.207,78
1					-	-	1.794.207,78
2					-	-	1.794.207,78
3					-	-	1.794.207,78
4					-	-	1.794.207,78
5		37.162,80	-	104.687,42	208.424,52	179.788,82	1.973.996,60
6					-	-	1.973.996,60
7					-	-	1.973.996,60
8					-	-	1.973.996,60
9					-	-	1.973.996,60
10		37.162,80	-	104.687,42	306.243,99	227.874,29	2.201.870,89
11					-	-	2.201.870,89
12					-	-	2.201.870,89
13					-	-	2.201.870,89
14					-	-	2.201.870,89
15		37.162,80	-	104.687,42	449.972,90	288.820,48	2.490.691,37
16					-	-	2.490.691,37
17					-	-	2.490.691,37
18					-	-	2.490.691,37
19					-	-	2.490.691,37
20		37.162,80	-	104.687,42	661.157,81	366.067,05	2.856.758,43

Tabela 5.15 – Análise Econômica – Caso 2

Ano de Avaliação	Custo de Construção	Custo de Manutenção Rotineira		Custo de Manutenção Especial	Fluxo	VP	VP acumulado
		Pavimentação	Drenagem Subsuperficial				
0	1.916.698,78				1.916.698,78	1.916.698,78	1.916.698,78
1					-	-	1.916.698,78
2					-	-	1.916.698,78
3					-	-	1.916.698,78
4					-	-	1.916.698,78
5		37.162,80	-		54.604,35	47.102,19	1.963.800,97
6					-	-	1.963.800,97
7					-	-	1.963.800,97
8					-	-	1.963.800,97
9					-	-	1.963.800,97
10		37.162,80	-		80.231,70	59.699,92	2.023.500,89
11					-	-	2.023.500,89
12					-	-	2.023.500,89
13				104.687,42	284.710,40	193.873,93	2.217.374,82
14					-	-	2.217.374,82
15		37.162,80	-		117.886,69	75.666,98	2.293.041,79
16					-	-	2.293.041,79
17					-	-	2.293.041,79
18					-	-	2.293.041,79
19					-	-	2.293.041,79
20		37.162,80	-		173.214,22	95.904,51	2.388.946,31

Tabela 5.16 – Análise Econômica – Caso 3

Ano de Avaliação	Custo de Construção	Custo de Manutenção Rotineira		Custo de Manutenção Especial	Fluxo	VP	VP acumulado
		Pavimentação	Drenagem Subsuperficial				
0	1.916.698,78				1.916.698,78	1.916.698,78	1.916.698,78
1					-	-	1.916.698,78
2					-	-	1.916.698,78
3					-	-	1.916.698,78
4					-	-	1.916.698,78
5		37.162,80	13.900,00		54.604,35	47.102,19	1.963.800,97
6					-	-	1.963.800,97
7					-	-	1.963.800,97
8					-	-	1.963.800,97
9					-	-	1.963.800,97
10		37.162,80	13.900,00		80.231,70	59.699,92	2.023.500,89
11					-	-	2.023.500,89
12					-	-	2.023.500,89
13					-	-	2.023.500,89
14					-	-	2.023.500,89
15		37.162,80	13.900,00		117.886,69	75.666,98	2.099.167,86
16					-	-	2.099.167,86
17					-	-	2.099.167,86
18					-	-	2.099.167,86
19					-	-	2.099.167,86
20		37.162,80	13.900,00		173.214,22	95.904,51	2.195.072,38

Figura 5.24 – Análise Econômica

Das análises realizadas, pode-se extrair que a diferença entre os custos de implantação é baixa, em torno de 7%. Com o passar do tempo e a necessidade de intervenções de manutenção do pavimento, verifica-se que tal diferença diminui, e a instalação de drenos e sua manutenção mostra-se muito vantajosa ao final do período de análise.

Das três alternativas, o primeiro caso, embora de custo de implantação mais baixo, apresenta valor presente líquido superior, dado que requer intervenções de manutenção em uma regularidade maior.

Em relação a terceira alternativa, em que os drenos são instalados e submetidos a manutenções rotineira para limpeza e obstrução, verifica-se que esta é que apresenta maiores vantagens. Além da relação entre valor presente ter sido a de maior diferença em relação ao caso inicial, em termos práticos pôde-se postergar a intervenção de maior porte para além do período de análise.

Assim, através da análise econômica, ressalta-se a importância da instalação e manutenção de condições adequadas de drenagem subsuperficial.

5.5.2 O caso do estado de São Paulo

Uma verificação da influência da drenagem no desempenho dos pavimentos asfálticos pode ser realizada através de dados coletados durante o desenvolvimento do programa de gerência de pavimentos da malha viária sob administração do DER/SP.

Os trabalhos desenvolvidos tinham como meta o levantamento de dados e a implementação de um sistema que permita ao DER/SP o monitoramento e a gerência dos pavimentos da malha rodoviária sob sua jurisdição. Tem por objetivo não só permitir a análise do estado de condição atual, mas também viabilizar a realização de projeções para a identificação e otimização de alternativas de manutenção, visando a programação e priorização dos investimentos necessários considerando restrições orçamentárias.

A primeira etapa do programa consistiu na realização de levantamentos de campo para aferição do estado atual da malha viária. Foram avaliados parâmetros para a realização das análises das condições funcional e estrutural dos pavimentos, dentre os quais podemos citar: trincamento, panelas, desgaste, além de levantamento de irregularidade longitudinal (IRI) e defleto métrico. Os dados foram sumarizados por divisão regional do órgão, tipo de defeito, volume de tráfego, tipo de revestimento, presença de acostamento, dentre outras classificações.

Considerando os dados disponíveis, no presente trabalho considerou-se a classificação em função da presença do acostamento interessante para complementação da avaliação da influência da drenagem subsuperficial no dimensionamento. Conforme apresentado no capítulo 2, a infiltração pelas bordas do pavimento, em especial pelo acostamento é uma das maiores fontes de entrada de água livre na estrutura do pavimento.

A avaliação do comportamento estrutural diante da infiltração pela borda do pavimento já foi alvo de estudo por Pereira, em 2003, que realizou levantamento

deflectométrico em trecho experimental para estimativa de redução da vida útil em função da perda de capacidade estrutural do pavimento.

Os dados coletados durante o desenvolvimento do SGP na Divisão Regional 2 (Itapetininga) do DER/SP foram classificados nos níveis de aceitabilidade Bom, Regular e Ruim, conforme indica a tabela 5.17.

Com base na classificação realizada, foi elaborada a figura 5.20, que apresenta a variação da avaliação funcional do pavimento em função da presença ou não do acostamento revestido. Todos os pavimentos considerados apresentam revestimento asfáltico, volumes de solicitação semelhantes e não têm dispositivos de drenagem subsuperficial.

Tabela 5.17 – Parâmetros de Classificação

Classificação	IRI (m/km)	Afundamento em Trilha de Roda (mm)	Trincamento (% da área total)
Bom	0,00 - 2,70	0,0 - 10,0	0 - 10
Regular	2,71 - 6,50	10,1 - 20,0	10 - 50
Ruim	> 6,51	> 20,1	50 - 100

Figura 5.25 – Avaliação funcional dos pavimentos – DR-2

Através da figura 5.25, verifica-se uma incidência maior de defeitos cuja causa está relacionada à drenagem nas rodovias com acostamento não revestido. As rodovias analisadas que têm acostamento apresentam características funcionais superiores às demais, principalmente na análise isolada da irregularidade longitudinal medida e do trincamento do revestimento.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A infiltração de água na estrutura do pavimento e a manutenção de níveis elevados de umidade são causas relacionadas ao desempenho insatisfatório do pavimento.

O resultado da exposição contínua a umidade tem como principais conseqüências a perda de rigidez das camadas de fundação com a saturação e a degradação da qualidade dos materiais pela interação com a umidade, culminando com a progressão dos defeitos de pavimento, em especial o trincamento do revestimento (tanto asfáltico quanto concreto de cimento portland) e o aumento da irregularidade longitudinal com o tempo.

Os modelos mais conhecidos para avaliação do desempenho do pavimento que consideram o efeito da drenagem são os da AASHTO (versão de 1993) e o do HDM-4, que foram analisados neste trabalho.

As análises de desempenho desenvolvidas demonstram que os modelos são relativamente sensíveis aos efeitos deletérios da drenagem. Os principais dados obtidos através da análise do método da AASHTO indicaram que a vida útil de um pavimento rígido pode ser reduzida em até 50%, caso o sistema de drenagem subsuperficial seja inócuo. De forma complementar, para uma mesma estrutura de pavimento de concreto de cimento portland, porém com acostamento distinto, em pavimento flexível, a redução da vida útil é ainda mais pronunciada, da ordem de 70 a 90%. Assim, caso o dimensionamento tenha sido realizado para período de projeto de 20 anos, por exemplo, em cerca de 2 a 3 anos já seria necessária uma grande intervenção de manutenção.

Através da análise realizada no HDM-4 para pavimentos rígidos, verificou-se que o trincamento e o esborcinamento não são sensíveis quanto à variação da condição de drenagem. A irregularidade apresentou grande sensibilidade, e foram encontradas variações entre o melhor caso e o pior entre 30 e 60%, conforme o volume de tráfego e o tipo de acostamento adotado. Já o escalonamento variou até 400%, considerando a melhor e a pior condição estimada para a drenagem, e a alteração entre o revestimento do acostamento. Para uma mesma condição de

análise, ou seja, volume de tráfego e tipo de acostamento semelhantes, obteve-se resultado da ordem de 100% de variação. Assim como na análise realizada pelo método da AASHTO, a alteração do tipo de acostamento também implica em uma queda de desempenho, sendo acelerado o processo de deterioração.

Para os pavimentos asfálticos, a vida útil prevista para o pavimento foi reduzida, em média, cerca de 50%. A variação encontrada foi inferior à estimada para os pavimentos rígidos através do método da AASHTO. Observou-se que a maior variação em relação ao caso inicial – condição de drenagem regular – foi obtida na estrutura leve. Neste caso, a variação foi cerca de 60 pontos percentuais para cima ou para baixo, conforme a alteração do coeficiente de drenagem. A menor variação foi obtida na estrutura para tráfego pesado. A utilização de bases estabilizadas pode ter contribuído para a menor sensibilidade com relação às condições de drenagem.

A análise de desempenho realizada pelo HDM-4 também evidenciou uma maior sensibilidade da estrutura dimensionada para tráfego leve a variação das características do sistema de drenagem.

Para os pavimentos asfálticos foi analisada através do HDM-4 a evolução da irregularidade longitudinal, afundamento em trilha de roda e trincamento.

As seções-tipo A2 e A3, dimensionadas, respectivamente, para tráfegos meio pesado e pesado, tiveram um comportamento muito semelhante para todas as condições de drenagem nas análises relativas à progressão da irregularidade longitudinal.

A estrutura adotada para tráfego pesado não apresentou diferenças quanto a progressão do afundamento em trilha de roda para a alteração das condições de drenagem. Uma das causas possíveis é a presença de base estabilizada, que pode interferir no modelo de forma a reduzir o impacto da variação da drenagem.

Ainda quanto à análise realizada no HDM para os pavimentos asfálticos, em função da baixa sensibilidade verificada nos resultados obtidos, ficou evidenciada a necessidade de calibração dos modelos para proporcionar a obtenção de resultados mais precisos.

Deve-se lembrar que as conclusões aqui obtidas referem-se estritamente aos casos analisados. No entanto, com base nas análises realizadas, verifica-se que, independente do tipo de pavimento, a adoção de um coeficiente de drenagem

adequado é fundamental para o correto dimensionamento e previsão do comportamento da estrutura quando em utilização.

Porém, os coeficientes de drenagem a serem utilizados nos modelos são de difícil escolha.

A determinação dos coeficientes de drenagem C_d para os pavimentos de concreto de cimento portland, tanto para os modelos da AASHTO quanto do HDM-4, bem como a determinação dos coeficientes m_i utilizados para análise dos pavimentos asfálticos através do método da AASHTO, consideram o tempo em que a estrutura estará exposta a saturação e a qualidade do sistema de drenagem. A análise da drenagem subsuperficial no HDM-4 para pavimentos asfálticos considera o tipo de dreno implantado e a qualidade do sistema, que é dada de forma indireta em relação ao tempo em que a estrutura fica exposta à saturação.

Dessa forma, cabe afirmar que não basta apenas dotar o pavimento do sistema de drenagem subsuperficial para que o mesmo seja considerado drenante e seja atribuído um coeficiente supostamente adequado ao dimensionamento. Uma análise hidráulica do sistema proposto deve ser conduzida para agregar à estrutura que será implantada as características de drenagem esperadas pelo projeto.

Assim, foi apresentado roteiro para o dimensionamento de sistema de drenagem subsuperficial, considerando as características físicas e hidráulicas dos materiais previstos e tendo por objetivo realizar uma verificação da continuidade hidráulica do sistema, visando estabelecer de forma racional os coeficientes a serem utilizados em projeto.

Uma avaliação prévia equivocada do desempenho do sistema de drenagem subsuperficial pode acarretar na redução brusca da vida útil do pavimento, comprometendo a operação viária e implicando na necessidade de restauração do pavimento logo após a sua abertura ao tráfego, gerando custos ao mantenedor do sistema viário e ao usuário.

Foi realizada estimativa de custos para implantação do pavimento e, com base na estimativa de desempenho realizada através do HDM-4, foi feita uma previsão dos custos ao longo do tempo – Análise do Ciclo de Vida (ou LCCA – Life Cycle Cost Analysis).

A análise econômica demonstrou que, em função da periodicidade das manutenções previstas, obtém-se uma economia em torno de 20% na implantação de um pavimento dotado de drenos longitudinais, desde que o mesmo seja submetido a manutenção periódica para garantir a sua funcionalidade, em relação a uma estrutura de pavimento onde não são previstos quaisquer dispositivos de drenagem subsuperficial.

Visando complementar as análises teóricas realizadas no trabalho, foram analisados os dados dos levantamentos da condição funcional do pavimento realizados para implantação do Sistema de Gerência de Pavimentos do DER/SP. Considerando que todas as rodovias da área de abrangência do levantamento apresentavam revestimento asfáltico e nenhuma rodovia possuía sistema de drenagem subsuperficial composto pelo binômio dreno-camada drenante, o principal objetivo da análise dos dados foi verificar a influência dos acostamentos pavimentados na condição funcional.

A pavimentação dos acostamentos é um fator preponderante na determinação da capacidade de infiltração da água na estrutura do pavimento. E a infiltração é, conforme apresentado anteriormente, a maior fonte de água livre dentro da estrutura.

Os dados do DER/SP indicaram que, de fato, as rodovias com acostamentos não pavimentados apresentam condições funcionais inferiores às das rodovias com acostamentos pavimentados. Tal fato é forte indício da relação entre o desempenho do pavimento e o fluxo de infiltração provocado pela ausência/presença de acostamentos revestidos.

É comprovado que os benefícios da implantação de um sistema de drenagem subsuperficial variam de acordo com o clima, com o tipo de solo do subleito e com o projeto da estrutura de pavimento.

No entanto, pesquisas e estudos americanos desenvolvidos para verificar a eficiência numérica dos dispositivos de drenagem subsuperficial não são conclusivos, apesar de sempre ser ressaltada a importância de suas instalações.

Inúmeras rodovias no Brasil, em especial na região sudeste, já são dotadas de dispositivos de drenagem de pavimentos. Apesar disto, os pavimentos invertidos e

de concreto, bem dimensionados estruturalmente, vêm apresentando desempenho pífio.

Nestes casos, aparentemente os problemas de drenagem ocorreram devido ao fraco desempenho hidráulico dos materiais granulares não estabilizados, principalmente devido a saturação na interface das camadas com os materiais estabilizados e de menor permeabilidade.

Os materiais granulares não estabilizados normalmente empregados nos pavimentos brasileiros em camadas de bases e sub-bases apresentam elevado teor de finos, resultando em camadas de baixa transmissividade hidráulica.

Não basta os pavimentos terem dispositivos de drenagem, é necessário que eles sejam eficientes sob o ponto de vista de continuidade hidráulica. É necessário ainda o desenvolvimento de estudos para definição de medidas objetivas para verificação da eficiência hidráulica, aferição dos índices de infiltração e medidas de permeabilidade efetiva dos materiais de pavimentação.

Recomenda-se a execução de trechos ou pistas experimentais de pavimentos com e sem drenos subsuperficiais para monitoramento de seu desempenho e para a calibração dos modelos de previsão de trincamento e afundamento em trilha de roda para pavimentos asfálticos, escalonamento em pavimentos de concreto de cimento portland e irregularidade para ambos os tipos.

O monitoramento poderá ser realizado em rodovias em serviço, analisando dados reais de volume de tráfego, ou com a utilização do HVS – Heavy Vehicle Simulator, em condições de tráfego controlado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS. **Interim guide for design of pavement structures**. Washington, D.C., 1972.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO Guide for Design of Pavement Structures**. Washington, D.C., 1986.

_____. **AASHTO Guide for Design of Pavement Structures**. Washington, D.C., 1993.

BAPTISTA, M. e LARA, M. **Fundamentos de Engenharia Hidráulica**. Belo Horizonte, Editora UFMG, 2002.

CASAGRANDE, A. e SHANNON, W.L. **Base Course Drainage for Airport Pavements**. Transactions – American Society of Civil Engineering, 1952.

CEDERGREN, H. R. **Drainage of Highway and Airfield Pavements**. New York, Wiley, 1974.

_____. **Drenagem de Pavimentos de Rodovias e Aeródromos**. Rio de Janeiro, LTC, 1980

CHRISTOPHER, B.R. e MCGUFFEY, V.C.. **Pavement Subsurface Drainage Systems**. NCHRP Synthesis of Highway Practice 239. Transportation Research Board, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Manual de pavimentação**. Rio de Janeiro, 1996

_____. **Manual de Drenagem de Rodovias**. Rio de Janeiro, 1990.

ELFINO, M.K. e DAVIDSON, J.L. **An evaluation of design high-water clearances for pavements**. Transportation Research Record 1121, p.66-76. Transportation Research Board, 1987.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Drainable Pavement Systems – Demonstration Project 87**. Publication nº FHWA-SA-92-008 - Federal Highway Administration, 1992.

_____. **Pavement Subsurface Drainage Design – NHI Course 131026**. Federal Highway Administration, 1998.

FWA, T.F. **Water-induced distress in flexible pavement in a wet tropical climate**. Transportation Research Record 1121, p.57-65. Transportation Research Board, 1987.

HUANG, Y. H. **Pavement Analysis and Design**. New Jersey, Prentice Hall, 1993

HUDSON, W.R. e FLANAGAN, P.R. **An examination of environmental versus load effects on pavements**. Transportation Research Record 1121, p.34-39. Transportation Research Board, 1987.

JANOO, V. e SHEPHERD, K. **Seasonal variation of moisture and subsurface layer moduli**. Transportation Research Record 1709, p.98-107. Transportation Research Board, 2000.

JANSSEN, D.J. **Moisture in Portland Cement Concrete. Effects of temperature and water on pavement performance.** Transportation Research Record 1121, p.40-44. Transportation Research Board, 1987.

MALLELA, J.; TITUS-GLOVER, L.; DARTER, M.I. **Considerations for providing subsurface drainage in jointed concrete pavements.** Transportation Research Record 1709, p.1-10. Transportation Research Board, 2000.

MALLELA, J.; LARSON, G.; WYATT T.; HALL, J.; BARKER, W. **User's guide for Drainage Requirements in Pavements – DRIP 2.0 Microcomputer Program.** Federal Highway Administration, 2002.

MEDINA, J. e MOTTA, L.M.G. **Mecânica de pavimentos.** Rio de Janeiro. 2005. 2ª ed.

MOULTON, L.K. **Highway Subdrainage Design.** Report nº FHWA-TS-80-224 - Federal Highway Administration, 1980.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures** Transportation Research Board, 2004.

PEREIRA, A.C.O. **Influência da drenagem sub-superficial no desempenho de pavimentos asfálticos.** Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2003.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PORTO, H.G. **Pavimentos Drenantes.** São Paulo, D&Z Editora, 1999.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. **Instruções de Projeto. IP-04 – Instrução para Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis para Tráfego Leve e Médio.** Prefeitura do Município de São Paulo, 2004.

_____. **Instruções de Projeto. IP-05 – Instrução para Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis para Tráfego Meio Pesado, Pesado, Muito Pesado e Faixa Exclusiva de Ônibus.** Prefeitura do Município de São Paulo, 2004.

RIDGEWAY, H.H.. **Infiltration of water through the pavement surface.** Transportation Research Record 616, p. 98-100. Transportation Research Board, 1976.

RIDGEWAY, H.H.. **Pavement Subsurface Drainage Systems.** NCHRP Synthesis of Highway Practice 96. Transportation Research Board, 1982.

SEEDS, S.B.; HICKS, R.G. **Development of drainage coefficients for the 1986 AASHTO guide for design of pavement structures.** Transportation Research Record 1307, p. 256-267. Transportation Research Board, 1991.

SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação.** São Paulo, Editora PINI Ltda., 1997. v1.

SMITH, K.D., YU, H.T., DARTER, M. I., JIANG, J. e KHAZANOVICH, L. **Performance of Concrete Pavements – volume III. Improving Concrete Pavement Performance.** Publication nº FHWA-RD-95-111. Federal Highway Administration, 1995.

TUCCI, C.E.M. (org.) **Hidrologia – Ciência e Aplicação.** Porto Alegre, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2ª Edição, 2000.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo, Editora Mc-Grow Hill do Brasil. 1978.

WYATT, T.R.; MACARI, E.J. **Effectiveness analysis of subsurface drainage features based on design adequacy**. Transportation Research Record 1709, p.69-77. Transportation Research Board, 2000.

WORLD ROAD ASSOCIATION. **The Highway Development and Management Series**. Paris, 2000.

YODER, E.J. e WITCZAK, M.W. **Principles of Pavement Design**. John Wiley & Sons Inc. 2nd Edition, 1975.