

DNIT

Publicação IPR - 719

MANUAL DE PAVIMENTAÇÃO

2006

**MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
COORDENAÇÃO-GERAL DE ESTUDOS E PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS**

MANUAL DE PAVIMENTAÇÃO

3ª EDIÇÃO – Rio de Janeiro, 2006

EQUIPE TÉCNICA (ENGESUR LTDA)

Eng° Albino Pereira Martins
(Responsável Técnico)

Eng° Francisco José Robalinho de Barros
(Responsável Técnico)

Eng° José Luiz Mattos de Britto Pereira
(Coordenador)

Eng° Zomar Antonio Trinta
(Supervisor)

Eng° João Menescal Fabrício
(Consultor)

Tec° Felipe de Oliveira Martins
(Técnico em Informática)

Tec° Alexandre Martins Ramos
(Técnico em Informática)

Tec° Célia de Lima Moraes Rosa
(Técnica em Informática)

COMISSÃO DE SUPERVISÃO (IPR)

Eng° Gabriel de Lucena Stuckert
(DNIT / DPP / IPR)

Eng° Mirandir Dias da Silva
(DNIT / DPP / IPR)

Eng° José Carlos Martins Barbosa
(DNIT / DPP / IPR)

Eng° Elias Salomão Nigri
(DNIT / DPP / IPR)

COLABORADORES TÉCNICOS

Eng° Salomão Pinto
(DNIT / DPP / IPR)

Eng° Jorge Bastos Costa
(SISCON)

Eng° Diêgo Pereira
(SISCON)

Eng° Fernando Wickert
(BIDIM)

Bibl. Tânia Bral Mendes
(DNIT / DPP / IPR)

Bibl. Heloisa Maria Moreira Monnerat
(DNIT / DPP / IPR)

2ª EDIÇÃO – Rio de Janeiro, 1996

CONSULTORES RESPONSÁVEIS

Eng° Salomão Pinto

Eng° Ernesto Preussler

Eng° Clauber Santos Campello

Eng° Henrique Alêxis Ernesto Sanna

Eng° Régis Martins Rodrigues

Eng° João Menescal Fabrício

Eng° Alayr Malta Falcão

Eng° Arjuna Sierra

COMISSÃO DE REVISÃO TÉCNICA

Eng° Sílvio Figueiredo Mourão
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

Eng° Abner Ávila Ramos
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

Eng° Alberto Costa Mattos
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

Eng° Jorge Nicolau Pedro
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

Eng° Celito Manuel Brugnara
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

Eng° Gervásio Rateke
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

Eng° Henrique Wainer
(Associação Brasileira de Normas Técnicas)

Eng° Guioberto Vieira Rezende
(Associação Brasileira de Normas Técnicas)

Eng° Paulo José Guedes Pereira
(Associação Brasileira de Normas Técnicas)

Eng° Galileu Antenor de Araújo
(Associação Brasileira de Normas Técnicas)

Eng° Reynaldo Lobianco
(Associação Brasileira de Normas Técnicas)

Eng° Belmiro Pereira Tavares Ferreira
(Associação Brasileira de Normas Técnicas)

Econ. Nilza Mizutani
(Associação Brasileira de Normas Técnicas)

Brasil. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias.

Manual de pavimentação. 3.ed. – Rio de Janeiro, 2006.

274p. (IPR. Publ., 719).

1. Pavimentação – Manuais. I. Série. II. Título.

**MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
COORDENAÇÃO GERAL DE ESTUDOS E PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS**

Publicação IPR - 719

MANUAL DE PAVIMENTAÇÃO

3ª Edição

Rio de Janeiro
2006

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
COORDENAÇÃO GERAL DE ESTUDOS E PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS

Rodovia Presidente Dutra, Km 163, Vigário Geral,
Rio de Janeiro, 21240-000, RJ

Tel/Fax: (21) 3371-5888

E-mail.: ipr@dnit.gov.br

TÍTULO: MANUAL DE PAVIMENTAÇÃO

Primeira Edição: 1960

Segunda Edição: 1996

Revisão: DNIT / Engesur

Contrato: DNIT / Engesur PG – 157/2001-00

Aprovado pela Diretoria Colegiada do DNIT em 28/03/2006.

APRESENTAÇÃO

O Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR, do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes – DNIT, dando prosseguimento ao Programa de Revisão e Atualização de Normas e Manuais Técnicos, apresenta à comunidade rodoviária a terceira edição do seu Manual de Pavimentação.

As obras de pavimentação rodoviária cresceram notadamente a partir dos anos 50, quando, em função de iniciativas de técnicos do antigo DNER, houve maciça transferência de tecnologia dos Estados Unidos da América. Essa transferência, por sua vez, levou à necessidade de normatizar e uniformizar as especificações de serviços e as técnicas de construção, dando origem, em 1960, ao Manual de Pavimentação, em sua primeira edição.

Graças a intensivos programas de pavimentação em exercícios subseqüentes, o Manual foi amplamente utilizado, ajudando mesmo no estabelecimento de um setor de empresas de construção no ramo rodoviário altamente eficientes.

A segunda edição ocorreu em 1996, ainda sob a coordenação do IPR/DNER, impulsionada pelo aparecimento de materiais, técnicas e equipamentos.

Passados praticamente dez anos dessa segunda edição, a presente atualização da publicação de 1996, ou seja, a terceira edição do Manual de Pavimentação, se respalda também no atendimento à resolução contida na Portaria n.º 116 – DG/DNIT, de 03/02/2002, que impõe a adoção do chamado Padrão DNIT, configurado pelas Normas DNIT 001/2002 – PRO: *Elaboração e apresentação de normas do DNIT* e DNIT 002/2002 – PRO: *Elaboração e apresentação de manuais do DNIT*.

Nessas condições, a presente terceira edição promoveu ajustamentos nos textos, nas figuras e nos quadros, bem como uma reordenação de diversos trechos que compunham o Manual, resultando num aprimoramento geral da forma e numa ênfase e num detalhamento de certas questões, sem, contudo, acarretar modificações conceituais significativas no conteúdo técnico.

Ciente da importância da presente obra e do interesse geral em mantê-la sempre em sintonia com o desenvolvimento das tecnologias de pavimentação, o IPR/DNIT acolhe quaisquer comentários, observações e críticas pertinentes de leitores e especialistas, que poderão subsidiar uma futura re-edição, tão breve quanto ela se revelar necessária.

Eng.º Civil CHEQUER JABOUR CHEQUER
Coordenador do Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR

Endereço para correspondência:
Instituto de Pesquisas Rodoviárias
A/C Divisão de Capacitação Tecnológica
Rodovia Presidente Dutra, Km 163,
Centro Rodoviário, Vigário Geral, Rio de Janeiro
CEP – 21240-000, RJ - Tel/Fax: (21) 3371- 5888
E-mail: ipr@dnit.gov.br

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1	Perfil resultante da decomposição das rochas	18
Figura 2	Local de solos transportados	19
Figura 3	As bases sucessivas de construção de rodovias na baixada	21
Figura 4	Depósito de tálus	22
Figura 5	Índices físicos	26
Figura 6	Correlação entre os diversos índices físicos	28
Figura 7	Resistência ao cisalhamento	30
Figura 8	Dimensões das partículas	33
Figura 9	Prensa para índice de Suporte Califórnia	39
Figura 10	Curva pressão-penetração	40
Figura 11	Curvas de massa específica – umidade e CBR - umidade	40
Figura 12	Gráfico de compactação	42
Figura 13	Curvas de compactação para diferentes energias	43
Figura 14	Evolução de um solo compactado ao sofrer o efeito do tráfego	47
Figura 15	Variação do módulo resiliente com a tensão-desvio	53
Figura 16	Esquema do equipamento para ensaios triaxiais dinâmicos	54
Figura 17	Gráfico de plasticidade	60
Figura 18	Método auxiliar de identificação de plasticidade em laboratório	61
Figura 19	Ábaco para classificação MCT	68
Figura 20	Classificação resiliente de solos granulares	70
Figura 21	Classificação resiliente de solos finos	73
Figura 22	Variação da relação módulo CBR com classificação MCT	77
Figura 23	Gráfico CBR versus porcentagem de argila	78
Figura 24	Curva de granulometria de agregados	80
Figura 25	Curva de distribuição granulométrica	81
Figura 26	Classificação das bases e sub-bases flexíveis e semi-rígidas	96
Figura 27	Classificação dos revestimentos	98
Figura 28	Esquema da seção transversal do pavimento	106
Figura 29	Raio de curva circular	108
Figura 30	Determinação do LC	109
Figura 31	Curva de transição	114
Figura 32	Superelevação	117
Figura 33	Esquema de superelevação	117
Figura 34	Croqui da marcação da nota (Trecho em tangente)	122
Figura 35	Croqui da marcação da nota (Trecho em curva)	123
Figura 36	Convenção para representação dos materiais	133
Figura 37	Perfil longitudinal com indicação dos grupos de solos	134
Figura 38	Esquema de sondagem para prospecção de materiais	135

Figura 39	Análise estatística dos resultados de sondagens	139
Figura 40	Planta de situação das ocorrências	140
Figura 41	Perfis de sondagens típicas.....	141
Figura 42	Fatores de equivalência de operação	144
Figura 43	Determinação de espessuras do pavimento.....	149
Figura 44	Dimensionamento do pavimento	149
Figura 45	Distribuição de tensões no ensaio com FWD	153
Figura 46	Fases do trincamento	155
Figura 47	Pavimento invertido	157
Figura 48	Seções transversais para determinação da largura das áreas de contribuição	161
Figura 49	Nomograma para solução da equação de Manning	163
Figura 50	“Impluvium” correspondente à largura do acostamento.....	164
Figura 51	Correlação entre as diversas rampas e a capacidade máxima de vazão..	164
Figura 52	Drenos profundos em corte	167
Figura 53	Alguns tipos de drenos utilizados em projetos de rodovias	167
Figura 54	Curvas granulométricas.....	169
Figura 55	Trecho em curva (Contribuição de toda a plataforma).....	170
Figura 56	Fluxograma – instalação de britagem móvel de pequeno porte (CAP 25 m ³ /h).....	202
Figura 57	Fluxograma – instalação de britagem móvel de médio porte (CAP 50 m ³ /h).....	203
Figura 58	Fluxograma – instalação de britagem móvel de grande porte (CAP 100 m ³ /h).....	204
Figura 59	Representação do alimentador frio.....	206
Figura 60	Posições da chapa oscilante	206
Figura 61	Relações: abertura e vazão do agregado.....	207
Figura 62	Secador - corte A – A	208
Figura 63	Usina com três silos frios e dois silos quentes	214
Figura 64	Agregado do secador para silos quentes	216
Figura 65	Folha de ensaio	217
Figura 66	Determinação dos valores mínimos para aceitação de produtos	237

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Decomposição de rochas	17
Tabela 2	Granulometria	32
Tabela 3	Correlação das aberturas das peneiras em polegadas e milímetros	32
Tabela 4	Classificação dos solos (Transportation Research Board)	56
Tabela 5	Sistema unificado de classificação de solos	59
Tabela 6	Escala granulométrica utilizada pelos SUCS	62
Tabela 7	Terminologia usada no SUCS	62
Tabela 8	Grupo de solos	63
Tabela 9	Classificação MCT	69
Tabela 10	Classificação dos solos finos (Método indireto)	72
Tabela 11	Interrelações entre a classificação TRB e a unificada	74
Tabela 12	Interrelações entre a classificação unificada e TRB	74
Tabela 13	Valores prováveis de CBR para os grupos de SUCS	75
Tabela 14	Valores prováveis de CRB para grupos de classificação TRB	75
Tabela 15	Interrelação entre a classificação MCT e a resiliente	75
Tabela 16	Relação módulo – CBR	77
Tabela 17	Parâmetros da composição da cal hidráulica	84
Tabela 18	Resistência à compressão	85
Tabela 19	Cálculo dos elementos para relocação de curvas em estradas construídas	110
Tabela 20	Estradas de classe II e III – comprimento de transição	111
Tabela 21	Valores para super largura	113
Tabela 22	Determinação da distância em curvas de PI inacessível	115
Tabela 23	Valores de superelevação	116
Tabela 24	Caderneta –tipo (Exemplo)	121
Tabela 25	Boletim de sondagem	127
Tabela 26	Resumo dos resultados dos ensaios	130
Tabela 27	Perfil longitudinal dos solos	132
Tabela 28	Granulometria dos materiais	136
Tabela 29	Granulometria para bases granular	143
Tabela 30	Determinação do fator de operações	145
Tabela 31	Coefficientes de equivalência estrutural	146
Tabela 32	Espessura mínima de revestimento betuminoso	147
Tabela 33	Coefficientes de escoamento usuais em rodovias	162
Tabela 34	Coefficientes de rugosidade (Manning)	163
Tabela 35	Requisitos básicos das mantas geotêxteis	168
Tabela 36	Compatibilização das fases do empreendimento com as etapas do licenciamento	181

Tabela 37	Matriz de correlação de impactos ambientais de obras rodoviárias	183
Tabela 38	Avaliação de impactos ambientais de estudos e projetos rodoviários	184
Tabela 39	Avaliação de impactos ambientais de obras rodoviárias	185
Tabela 40	Avaliação de impactos ambientais em operações rodoviárias	187
Tabela 41	Definição dos valores das aberturas dos silos.....	205
Tabela 42	Massas acumuladas em t. min	217
Tabela 43	Equipamentos utilizados.....	225
Tabela 44	Produção dos equipamentos	229
Tabela 45	Determinação da probabilidade de ocorrência de z.....	235
Tabela 46	Escala salarial de mão-de-obra	259
Tabela 47	Pesquisa de mercado – materiais.....	260
Tabela 48	Pesquisa de mercado – equipamentos.....	261
Tabela 49	Custo horário de utilização de equipamentos.....	263
Tabela 50	Produção de equipamentos.....	266
Tabela 51	Fluxograma da composição dos custos unitários	268
Tabela 52	Custo horário de equipamento	270

SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO	3
LISTA DE ILUSTRAÇÕES.....	7
1 INTRODUÇÃO	11
2 MATERIAIS INCORPORADOS AS OBRAS DE PAVIMENTAÇÃO	15
2.1. Materiais Terrosos	17
2.2. Materiais Pétreos	79
2.3. Materiais Diversos	84
3 MODALIDADES E CONSTITUIÇÃO DE PAVIMENTOS	93
3.1. Generalidades.....	95
3.2. Classificação dos Pavimentos	95
3.3. Bases e Sub-Bases Flexíveis e Semi-Rígidos	95
3.4. Bases e Sub-Bases Rígidas	97
3.5. Revestimentos	98
4 PROJETO DE ENGENHARIA RODOVIÁRIA	101
4.1. Considerações Gerais	103
4.2. Projeto Geométrico	105
4.3. Projeto de Pavimentação	124
4.4. Projeto de Drenagem	158
5 INTERFERÊNCIAS COM O MEIO AMBIENTE.....	173
5.1. Generalidades.....	175
5.2. Estudos de Impacto Ambiental	176
5.3. Procedimentos Administrativos da AIA	177
5.4. Impactos Ambientais de Obras Rodoviárias	180
6 CANTEIRO DE SERVIÇOS E INSTALAÇÕES INDUSTRIAIS	189
6.1. Canteiro de Serviços.....	191
6.2. Instalações de Pedreira e Esquemas de Britagem	194
6.3. Exploração de Pedreira	198
6.4. Usinas de Asfalto	205
6.5. Usina de Solos	220
7 EQUIPAMENTOS	223
7.1. Generalidades.....	225

7.2.	Manutenção do Equipamento	226
7.3.	Operação do Equipamento	227
7.4.	Produção dos Equipamentos	227
7.5.	Constituição das Equipes	228
8	CONTROLE DA QUALIDADE	231
8.1.	Considerações Gerais	233
8.2.	Análise Estatística.....	233
9	RECEBIMENTO E ACEITAÇÃO DE OBRAS.....	239
9.1.	Introdução	241
9.2.	Recebimento da Obra.....	241
10	MANUTENÇÃO DO PAVIMENTO	243
10.1.	Considerações Iniciais	245
10.2.	Tarefas Típicas da Manutenção Rodoviária - Terminologia e Definições	245
11	ESTIMATIVA DE CUSTOS DAS OBRAS	257
11.1.	Estudo Preliminar.....	259
11.2.	Pesquisa de Mercado	259
11.3.	Custos Diretos e Custos Indiretos.....	262
11.4.	Produção das Equipes.....	264
11.5.	Custo dos Transportes.....	265
11.6.	Fluxograma Geral	267
11.7.	Custos Unitários de Serviços.....	270
	BIBLIOGRAFIA.....	271

1 - INTRODUÇÃO

1 INTRODUÇÃO

A pavimentação rodoviária no Brasil já foi objeto de estudos e práticas de construção desde longa data, quando experientes técnicos do então DNER formularam normas e procedimentos que se tornaram, com suas sucessivas atualizações, o estado da arte na Engenharia Rodoviária.

A partir dos anos 50, as técnicas de pavimentação tiveram um grande desenvolvimento graças ao intercâmbio entre Brasil e Estados Unidos nessa área. A consequência foi a necessidade de uniformizar e normalizar as especificações de serviço e as técnicas de construção, o que, em função do esforço coletivo de técnicos do DNER, deu origem à primeira edição do Manual de Pavimentação, em 1960.

A segunda edição do Manual foi lançada em 1996, incorporando todo o progresso tecnológico acumulado durante o período, incluindo modificações nos materiais, nos equipamentos e nas técnicas usadas.

Essa segunda edição foi objeto de revisão e atualização, resultando na presente e terceira edição, ocorrida já no âmbito do DNIT, que também foi motivada pela necessidade de ajustar o Manual ao padrão DNIT e de promover mudanças no formato e na ordenação dos capítulos, sem acarretar substanciais modificações conceituais. Assim, observam-se entre o Manual de Pavimentação do DNER (2ª edição) e o Manual de Pavimentação do DNIT (3ª edição) as seguintes modificações básicas, partindo das mais gerais para as mais específicas:

- a) Reordenamento e remanejamento de diversos temas.
- b) Reajustes na redação dos textos.
- c) Reajustes na montagem de figuras e tabelas, incluindo elementos técnicos adicionais, como equações e curvas.
- d) Redução do número de Capítulos, de catorze para onze.
- e) Eliminação do Capítulo 2 – *Normas e Documentos de Consulta* e sua conseqüente transferência e inclusão no item Bibliografia.
- f) Eliminação do Capítulo 3 – *Definições Básicas*.
- g) Incorporação ao item 4.3 do Capítulo 4 – *Projeto de Engenharia Rodoviária* do tema intitulado de “Análise Macanística”, antes tratado no Apêndice.
- h) Introdução dos novos conceitos de Projeto Básico e Projeto Executivo de Engenharia no item 4.1 do Capítulo 4 – *Projeto de Engenharia Rodoviária*, em substituição aos conceitos de anteprojeto e projeto, constantes do antigo Capítulo 7.
- i) Exclusão de referência à Reciclagem do Pavimento, tema que vai constar, com mais propriedade, do Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos, atualmente em elaboração neste IPR.

É de ressaltar que o presente Manual é um documento de caráter orientador no âmbito da Engenharia Rodoviária, relacionada com a área de pavimentos asfálticos.

2 - MATERIAIS INCORPORADOS ÀS OBRAS DE PAVIMENTAÇÃO

2 MATERIAIS INCORPORADOS ÀS OBRAS DE PAVIMENTAÇÃO

2.1 MATERIAIS TERROSOS

2.1.1 INTRODUÇÃO

Solo, do latim solum, o material da crosta terrestre, não consolidado, que ordinariamente se distingue das rochas, de cuja decomposição em geral provêm, por serem suas partículas desagregáveis pela simples agitação dentro da água [Holanda, A. Buarque de].

Geologicamente, define-se solo como o material resultante da decomposição das rochas pela ação de agentes de intemperismo.

No âmbito da engenharia rodoviária, considera-se solo todo tipo de material orgânico ou inorgânico, inconsolidado ou parcialmente cimentado, encontrado na superfície da terra. Em outras palavras, considera-se como solo qualquer material que possa ser escavado com pá, picareta, escavadeiras, etc., sem necessidade de explosivos.

2.1.2 ORIGEM DOS SOLOS

Com base na origem dos seus constituintes, os solos podem ser divididos em dois grandes grupos: solo residual, se os produtos da rocha intemperizada permanecem ainda no local em que se deu a transformação; solo transportado, quando os produtos de alteração foram transportados por um agente qualquer, para local diferente ao da transformação.

2.1.2.1 SOLOS RESIDUAIS

Os solos residuais são bastante comuns no Brasil, principalmente na região Centro-Sul, em função do próprio clima.

Todos os tipos de rocha formam solo residual. Sua composição depende do tipo e da composição mineralógica da rocha original que lhe deu origem. Por exemplo, a decomposição de basaltos forma um solo típico conhecido como terra-roxa, de cor marrom-chocolate e composição argilo-arenosa. Já a desintegração e a decomposição de arenitos ou quartzitos irão formar solos arenosos constituídos de quartzo. Rochas metamórficas do tipo filito (constituído de micas) irão formar um solo de composição argilosa e bastante plástico. A Tabela 1 abaixo apresenta alguns exemplos.

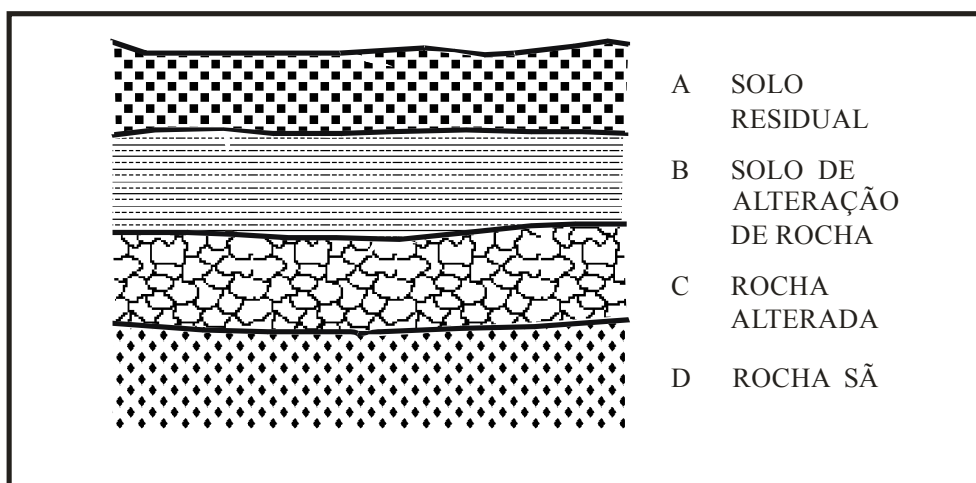
Tabela 1 - Decomposição de rochas

Tipo de rocha	Composição mineral	Tipo de solo	Composição
basalto	plagioclásio piroxênios	argiloso (pouca areia)	argila
quartzito	quartzo	arenoso	quartzo
filitos	micas (sericita)	argiloso	argila

Tipo de rocha	Composição mineral	Tipo de solo	Composição
granito	quartzo feldspato mica	areno-argiloso (micáceo)	quartzo e argila (micáceo)
calcário	calcita		argila

Não existe um contato ou limite direto e brusco entre o solo e a rocha que o originou. A passagem entre eles é gradativa e permite a separação de pelo menos duas faixas distintas; aquela logo abaixo do solo propriamente dito, que é chamada de solo de alteração de rocha, e uma outra acima da rocha, chamada de rocha alterada ou rocha decomposta (Figura 1).

Figura 1 - Perfil resultante da decomposição das rochas



O solo residual é subdividido em maduro e jovem, segundo o grau de decomposição dos minerais.

O solo residual é um material que não mostra nenhuma relação com a rocha que lhe deu origem. Não se consegue observar restos da estrutura da rocha nem de seus minerais.

O solo de alteração de rocha já mostra alguns elementos da rocha-matriz, como linhas incipientes de estruturas ou minerais não decompostos.

A rocha alterada é um material que lembra a rocha no aspecto, preservando parte da sua estrutura e de seus minerais, porém com um estágio de dureza ou resistência inferior ao da rocha.

A rocha-sã é a própria rocha inalterada.

As espessuras das quatro faixas descritas são variáveis e dependem das condições climáticas e do tipo de rocha.

A ação intensa do intemperismo químico nas áreas de climas quentes e úmidos provoca a decomposição profunda das rochas com a formação de solos residuais, cujas propriedades dependem fundamentalmente da composição e tipo de rocha existente na área. Basicamente, numa região de granito e gnaisses distinguem-se três zonas distintas de material decomposto. Próximo à superfície, ocorre um horizonte de características silto-arenosas e finalmente aparece uma faixa de rocha parcialmente decomposta

(também chamada de solo de alteração de rocha), na qual se pode distinguir ainda a textura e estrutura da rocha original. Esse horizonte corresponde a um estágio intermediário entre solo e rocha. Abaixo desta faixa, a rocha aparece ligeiramente decomposta ou fraturada, com transições para rocha-sã.

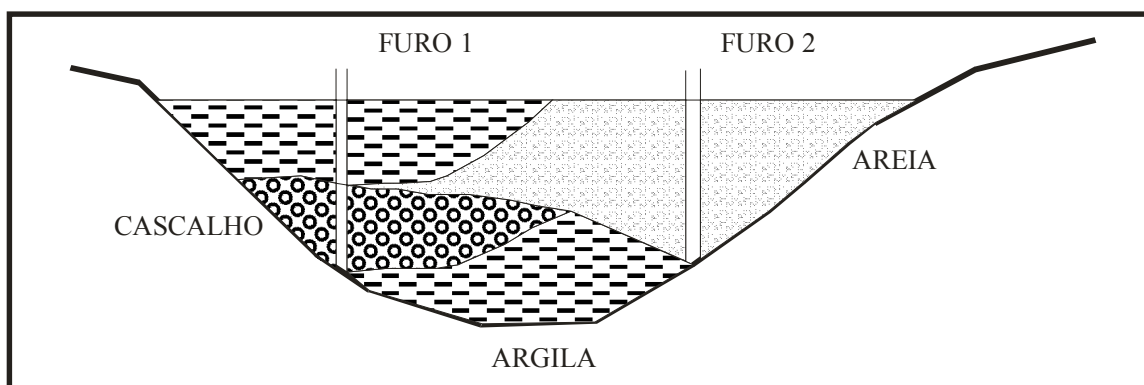
Não se deve imaginar que ocorra sempre uma decomposição contínua, homogênea e total na faixa de solo (regolito). Isso porque em certas áreas das rochas pode haver minerais mais resistentes à decomposição, fazendo com que essas áreas permaneçam como blocos isolados, englobados no solo. Esses blocos, às vezes de grandes dimensões, são conhecidos como matacões e são bastante comuns nas áreas de granitos, gnaisses e basaltos. Exemplos dessas ocorrências aparecem na Serra do Mar.

2.1.2.2 SOLOS TRANSPORTADOS

Os solos transportados formam geralmente depósitos mais inconsolidados e fofos que os residuais, e com profundidade variável. Nos solos transportados, distingue-se uma variedade especial que é o solo orgânico, no qual o material transportado está misturado com quantidades variáveis de matéria orgânica decomposta, que em quantidades apreciáveis, forma as turfeiras. Como exemplo, tem-se o trecho da Via Dutra, próximo a Jacareí, em São Paulo, apresentando sempre danos no pavimento.

De um modo geral, o solo residual é mais homogêneo do que o transportado no modo de ocorrer, principalmente se a rocha matriz for homogênea. Por exemplo, uma área de granito dará um solo de composição areno-siltosa, enquanto uma área de gnaisses e xistos poderá exibir solos areno-siltosos e argilo-siltosos, respectivamente. O solo transportado, de acordo com a capacidade do agente transportador, pode exibir grandes variações laterais e verticais na sua composição. Por exemplo: um riacho que carregue areia fina e argila para uma bacia poderá, em períodos de enxurrada, transportar também cascalho, provocando a presença desses materiais intercalados no depósito. A Figura 2 ilustra um local de solos transportados.

Figura 2 - Local de solos transportados



Entre os solos transportados, é necessário destacar-se, de acordo com o agente transportador, os seguintes tipos ainda: coluviais, de aluvião, eólicos (dunas costeiras). Não serão considerados os glaciais, tão comuns da Europa, América do Norte, etc. e a variação eólica (loess), uma vez que ambos não ocorrem no Brasil.

O solo residual é mais comum e de ocorrência generalizada, enquanto que o transportado ocorre somente em áreas mais restritas.

2.1.2.2.1 SOLOS DE ALUVIÃO

Os materiais sólidos que são transportados e arrastados pelas águas e depositados nos momentos em que a corrente sofre uma diminuição na sua velocidade constituem os solos aluvionares ou aluviões. É claro que ocorre, ao longo de um curso d'água qualquer, uma seleção natural do material, segundo a sua granulometria e dessa maneira deve ser encontrado, próximo às cabeceiras de um curso d'água, material grosseiro, na forma de blocos e fragmentos, sendo que o material mais fino, como as argilas, é levado a grandes distâncias, mesmo após a diminuição da capacidade de transporte do curso d'água. Porém, de acordo com a variação do regime do rio, há a possibilidade de os depósitos de aluviões aparecerem bastante heterogêneos, no que diz respeito à granulometria do material.

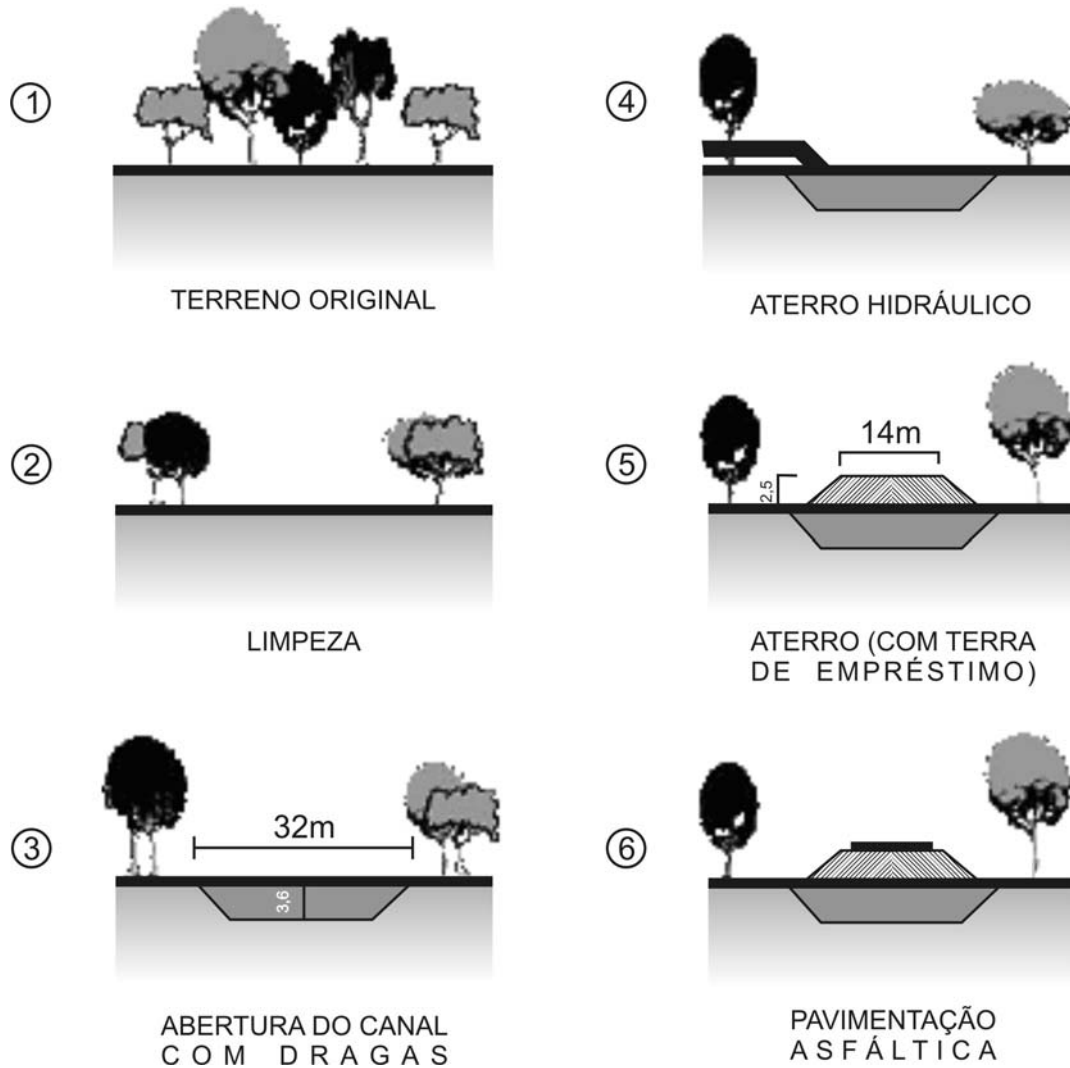
Os depósitos de aluvião podem aparecer de duas formas distintas: em terraços, ao longo do próprio vale do rio, ou na forma de depósitos mais extensos, constituindo as planícies de inundação. Estas últimas são bastante freqüentes ao longo dos rios. São exemplos os rios Tietê, Paraná, etc. São os banhados, várzeas e baixadas de inundação.

Como exemplos de depósitos de aluvião, citam-se os depósitos de argila cerâmica nos banhados da área de Avandava, Rio Tietê em São Paulo, e os de cascalho, usados como agregado natural para concreto, encontrados ao longo do Rio Paraná, e sendo bastante utilizados como agregado. A melhor fonte de indicação de áreas de aluvião, de várzeas e planícies de inundação é a fotografia aérea. Embora os solos que constituem os aluviões sejam, via de regra, fonte de materiais de construções, são, por outro lado, péssimos materiais de fundações.

2.1.2.2.2 SOLOS ORGÂNICOS

Os locais de ocorrência de solos orgânicos são em áreas topográficas e geograficamente bem caracterizadas: em bacias e depressões continentais, nas baixadas marginais dos rios e nas baixadas litorâneas. Como exemplo dessas ocorrências, tem-se no estado de São Paulo a faixa ao longo dos rios Tietê e Pinheiros, dentro da cidade de São Paulo. Neste caso, a urbanização da cidade mascarou parte da extensa faixa de solo de aluvião orgânico. Exemplo de ocorrências de solos de origem orgânica em baixadas litorâneas são encontrados nas cidades de Santos e do Rio de Janeiro e na Baixada do Rio Ribeira, em São Paulo. Para a abertura da Linha Vermelha no Rio de Janeiro, que atravessa região de manguesais com grandes espessuras de argila orgânica, foi necessário a construção de uma laje de concreto apoiada em estacas para servir de infra-estrutura ao pavimento. Uma sondagem na Av. Presidente Vargas, no Rio de Janeiro, mostra a partir da superfície, 10 m de areia média a fina, compacta, arenosa dura e rija. Na Figura 3, é apresentado um exemplo de processo construtivo de rodovia sobre solos orgânicos.

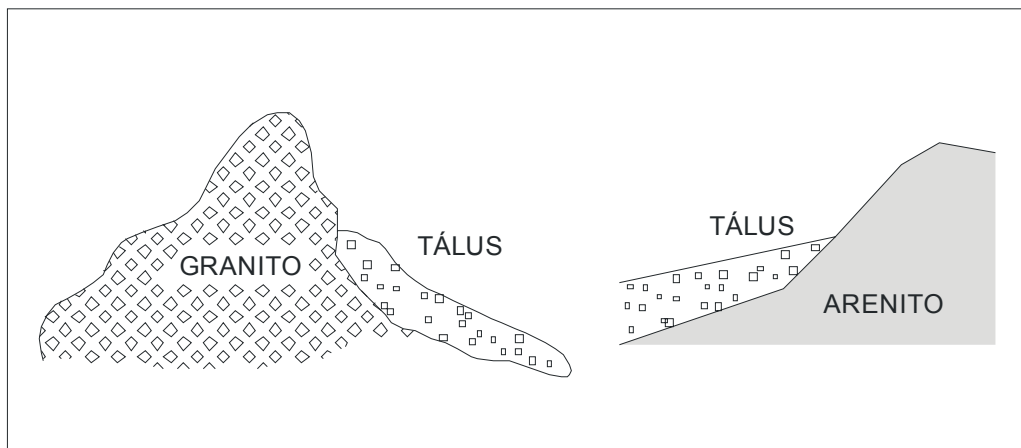
Figura 3 - As bases sucessivas da construção de rodovia na baixada



2.1.2.2.3 SOLOS COLUVIAIS

Os depósitos de colúvio, também conhecidos por depósitos de tálus, são aqueles solos cujo transporte deve exclusivamente à ação da gravidade (Figura 4). São de ocorrência localizada, situando-se, via de regra, ao pé de elevações e encostas, etc. Os depósitos de tálus são comuns ao longo de rodovias na Serra do Mar, no Vale do Paraíba, etc. A composição desses depósitos depende do tipo de rocha existente nas partes mais elevadas. A existência desses solos normalmente é desvantajosa para projetos de engenharia, pois são materiais inconsolidados, permeáveis, sujeitos a escorregamentos, etc.

Figura 4 - Depósitos de tálus



2.1.2.2.4 SOLOS EÓLICOS

São de destaque, apenas os depósitos ao longo do litoral, onde formam as dunas, não sendo comuns no Brasil. O problema desses depósitos existe na sua movimentação. Como exemplo, temos os do estado do Ceará, e os de Cabo Frio no Rio de Janeiro.

2.1.3 DESCRIÇÃO DOS SOLOS

A terminologia de Solos e Rochas - TB-3 (de 1969), da ABNT, e a TER-268/94, do DNER, estabelecem que os solos serão identificados por sua textura (composição granulométrica), plasticidade, consistência ou compacidade, citando-se outras propriedades que auxiliam sua identificação, como: estrutura, forma dos grãos, cor, cheiro, friabilidade, presença de outros materiais (conchas, materiais vegetais, micas, etc).

Sob o ponto de vista de identificação, a textura, é uma das mais importantes propriedades dos solos, mesmo que não seja suficiente para definir e caracterizar o comportamento geral desses materiais. De fato, no caso de solos de granulação fina, a presença da água entre os grãos, em maior ou menor quantidade, confere ao solo um comportamento diverso sob ação de cargas, enquanto os solos de granulação grossa não são afetados, praticamente, pela presença de água.

Para fins de terminologia é, ainda, uma tradição a divisão dos solos, sob o ponto de vista exclusivamente textural, em frações diversas, cujos limites convencionais superiores e inferiores das dimensões variam conforme o critério e as necessidades das organizações tecnológicas e normativas. O DNIT adota a seguinte escala granulométrica, considerando as seguintes frações de solo:

- a) **Pedregulho:** é a fração do solo que passa na peneira de (3") e é retida na peneira de 2,00 mm (nº 10);
- b) **Areia:** é a fração do solo que passa na peneira de 2,00 mm (nº 10) e é retida na peneira de 0,075 mm (nº 200);
- c) **Areia grossa:** é a fração compreendida entre as peneiras de 2,0 mm (nº 10) e 0,42 mm (nº 40);

- d) **Areia fina:** é a fração compreendida entre as peneiras de 0,42 mm (nº 40) e 0,075 mm (nº 200);
- e) **Silte:** é a fração com tamanho de grãos entre a peneira de 0,075 mm (nº 200) e 0,005 mm;
- f) **Argila:** é a fração com tamanho de grãos abaixo de 0,005 mm (argila coloidal é a fração com tamanho de grãos abaixo de 0,001 mm).

Na natureza, os solos se apresentam, quase sempre, compostos de mais de uma das frações acima definidas. Uma dada fração, nesses casos, pode influir de modo marcante no comportamento geral dos solos (principalmente os naturais). Há necessidade de levar em conta todas as propriedades, além da distribuição granulométrica. Sob esse aspecto, então, empregam-se as seguintes denominações:

- a) **Areias e Pedregulhos** (solos de comportamento arenoso) - são solos de granulação grossa, com grãos de formas cúbicas ou arredondadas, constituídos principalmente de quartzo (sílica pura). Seu comportamento geral pouco varia com a quantidade de água que envolve os grãos. São solos praticamente desprovidos de coesão: sua resistência à deformação depende fundamentalmente de entrosamento e atrito entre os grãos e da pressão normal (à direção da força de deformação) que atua sobre o solo.
- b) **Siltos** - são solos intermediários, podendo tender para o comportamento arenoso ou para o argiloso, dependendo da sua distribuição granulométrica, da forma e da composição mineralógica de seus grãos. Assim, usar-se-ão as designações de silte arenoso ou silte argiloso, conforme a tendência preferencial de comportamento.
- c) **Argilas (solos de comportamento argiloso)** - são solos de granulação fina, com grãos de formas lamelares, alongadas e tubulares (de elevada superfície específica¹), cuja constituição principal é de minerais argílicos: caulinita, illita e montmorilonita, isto é, silicatos hidratados de alumínio e/ou ferro e magnésio, que formam arcabouços cristalinos constituídos de unidades fundamentais. Devido à finura, forma e composição mineralógica de seus grãos, o comportamento geral das argilas varia sensivelmente com a quantidade de água que envolve tais grãos. Assim, apresentam esses solos em determinada gama de umidade, características marcantes de plasticidade, permitindo a mudança de forma (moldagem) sem variação de volume, sob a ação de certo esforço. Sua coesão é função do teor de umidade: quanto menos úmidas (mais secas), maior a coesão apresentada, podendo variar o valor da coesão (do estado úmido ao seco), numa dada argila, entre limites bem afastados.

NOTA: Superfície específica é a superfície por unidade de volume ou de massa da partícula.

Nessa base de considerações poder-se-á ter um mesmo solo designado de duas maneiras diversas, conforme o critério adotado:

- a) **silte argilo-arenoso - ponto de vista exclusivamente textural** - indicando predominância, em peso, da fração silte, seguida da fração argila, e em menor proporção, a fração areia;

- b) **argila silto-arenosa - ponto de vista de comportamento geral** - a fração argila impõe suas propriedades ao conjunto, mesmo quando não predominante em peso.

São usados, também, na descrição de solos, alguns termos como os seguintes:

- a) **Turfa** - solo sem plasticidade, com grande percentagem de partículas fibrosas de material ao lado de matéria orgânica coloidal, marrom-escuro a preto, muito compressível, e combustível quando seco;
- b) **Cascalho** - solo com grande percentagem de pedregulho, podendo ter diferentes origens - fluvial, glacial e residual; o cascalho de origem fluvial é chamado comumente de seixo rolado;
- c) **Solo laterítico** - é um solo que ocorre comumente sob a forma de crostas contínuas, como concreções pisolíticas isoladas ou, ainda, na forma de solos de textura fina mas pouco ou nada ativos. Suas cores variam do amarelo ao vermelho mais ou menos escuro e mesmo ao negro. Diversas designações locais existem para os solos ou cascalhos lateríticos, tais como: piçarra, recife, tapiocanga e mocororó;
- d) **Saibro** - solo residual areno-argiloso, podendo conter pedregulhos, proveniente de alteração de rochas graníticas ou gnáissicas;
- e) **Topsoil** - solo areno-siltoso, com pouca ou nenhuma argila, encontrado nas camadas superficiais de terrenos de pequena declividade, ou nas partes baixas de bacias hidrográficas.
- f) **Massapê** - solo argiloso, de plasticidade, expansibilidade e contratilidade elevadas, encontrado, principalmente, na bacia do Recôncavo Baiano. Suas características decorrem da presença da montmorilonita. No Paraná, materiais semelhantes são designados sabão-de-caboclo.

2.1.4 IDENTIFICAÇÃO DOS SOLOS

Para facilidade de identificação dos solos, sob o ponto de vista do seu comportamento, existe uma série de testes simples, visuais e manuais, prescindindo de qualquer instrumento de laboratório, que permitem distinguir entre um tipo e outro de solo. A seguir são enumerados e sucintamente explicados tais testes:

- a) **Teste Visual** - que consiste na observação visual do tamanho, forma, cor e constituição mineralógica dos grãos do solo - teste que permite distinguir entre solos grossos e solos finos.
- b) **Teste do Tato** - que consiste em apertar e friccionar, entre os dedos, a amostra de solo: os solos ásperos são de comportamento arenoso e os solos macios são de comportamento argiloso.
- c) **Teste do Corte** - que consiste em cortar a amostra com uma lâmina fina e observar a superfície do corte: sendo polida (ou lisa), tratar-se-á de solo de comportamento argiloso; sendo fosca (ou rugosa), tratar-se-á de solo de comportamento arenoso.

- d) **Teste da Dilatância** (também chamado da mobilidade da água ou ainda da sacudidela) - que consiste em colocar na palma da mão uma pasta de solo (em umidade escolhida) e sacudí-la batendo leve e rapidamente uma das mãos contra a outra. A dilataância se manifesta pelo aparecimento de água à superfície da pasta e posterior desaparecimento, ao se amassar a amostra entre os dedos: os solos de comportamento arenoso reagem sensível e prontamente ao teste, enquanto que os de comportamento argiloso não reagem.
- e) **Teste de Resistência Seca** - que consiste em tentar desagregar (pressionando com os dedos) uma amostra seca do solo: se a resistência for pequena, tratar-se-á de solo de comportamento arenoso; se for elevada, de solo de comportamento argiloso.

2.1.5 PROPRIEDADES GERAIS DOS SOLOS

2.1.5.1 FORMA DAS PARTÍCULAS

A parte sólida de um solo é constituída por partículas e grãos que têm as seguintes formas:

- a) esferoidais;
- b) lamelares ou placóides;
- c) fibrosas.

As partículas esferoidais possuem dimensões aproximadas em todas as direções e poderão, de acordo com a intensidade de transporte sofrido, serem angulosas ou esféricas. Exemplo: solos arenosos ou pedregulhos.

Nos solos de constituição granulométrica mais fina, onde as partículas são microscópicas, apresentam-se lamelares e placóides, ou seja, há predomínio de duas das dimensões sobre a terceira.

As partículas com forma fibrosa ocorrem nos solos de origem orgânica (turfosos), onde uma das dimensões predomina sobre as outras duas.

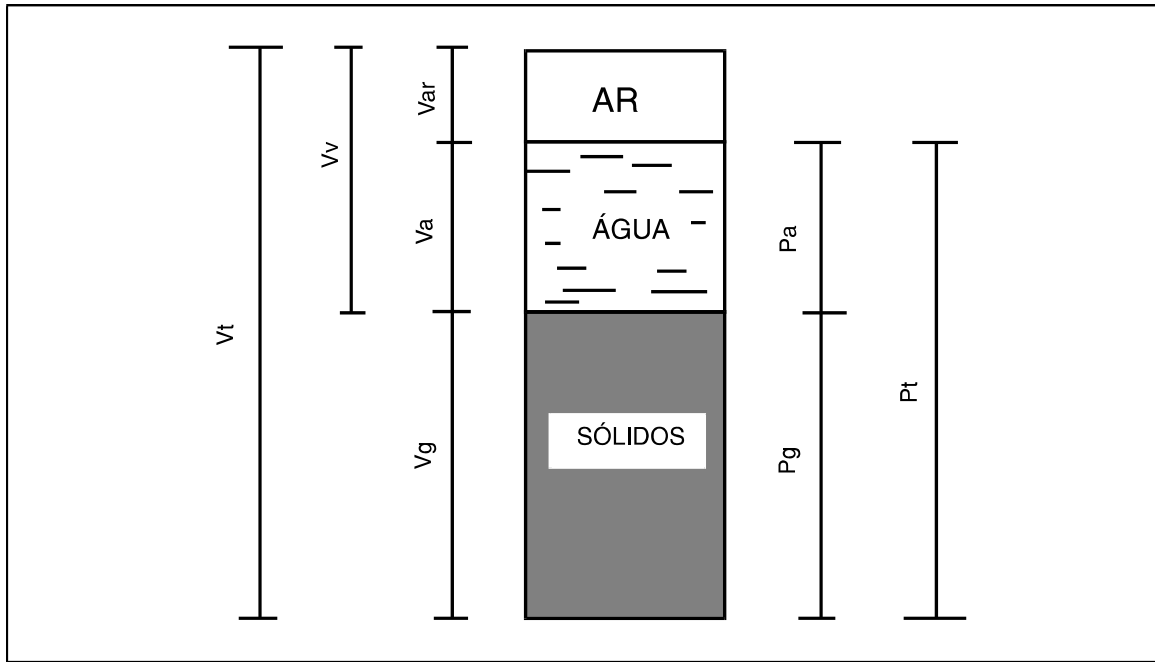
A forma das partículas influi em certas características dos solos. Assim, por exemplo, as partículas placóides e fibrosas podem se dispor em estrutura dispersa e oca, ocasionando porosidade elevada.

2.1.5.2 ÍNDICES FÍSICOS

Os índices físicos são relações entre volume e peso das fases (sólida, líquida e gasosa) do solo. São utilizados na definição de propriedades físicas dos solos.

Os índices físicos são representados na Figura 5, a seguir.

Figura 5 - Índices físicos



Onde:

V_{ar} = volume de ar (gases ou vapor)

V_a = volume de água

V_g = volume de grãos sólidos

$V_t = V_v + V_g$ = volume total

$V_v = V_t - V_g$ = volume de vazios km

P_a = peso de água

P_g = peso dos grãos sólidos

P_{ar} = peso de ar (desprezível)

$P_t = P_a + P_g$ = peso total

a) Índice de vazios

$$e = \frac{V_v}{V_g}$$

b) Porosidade

$$n = \frac{V_v}{V_t}$$

c) Teor de umidade (higroscópica, natural ou de saturação, conforme as condições do solo)

$$h = \frac{P_a}{P_g} \times 100$$

NOTA: $P_a = P_h - P_g$, em que P_h é o peso do material úmido e P_g é o do material seco em estufa a 105° - 110 °C até constância de peso.

d) Grau de saturação

$$S = \frac{V_a}{V_v} \times 100$$

e) Grau de aeração

$$A = \frac{V_{ar}}{V_t} \times 100$$

f) Percentagem de ar (air-voids)

$$a = \frac{V_{ar}}{V_t} \times 100$$

g) Massa específica real dos grãos de solo

$$\gamma_g = \frac{P_g}{V_g}$$

NOTA: Determina-se γ_g pelo método do picnômetro (ver Método DNER-ME 093/94). O valor de γ_g é utilizado nos cálculos da análise granulométrica por sedimentação, na determinação de relações volumétricas das fases do solo e como indicação da natureza mineralógica do solo ou de suas frações. Encontram-se, em geral, valores compreendidos entre 2,60 g/cm³ e 2,80 g/cm³. A areia quartzosa apresenta γ_g de 2,67 g/cm³ e os cascalhos ferruginosos valores superiores a 3,0 g/cm³.

h) Massa específica aparente úmida

$$\gamma_h = \frac{P_t}{V_t}$$

i) Massa específica aparente seca

$$\gamma_s = \frac{P_g}{V_t}$$

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \frac{h}{100}} = \gamma_h \times \frac{100}{100 + h}$$

j) Massa específica aparente do solo saturado ($V_v = V_a$)

$$\gamma_{sat} = \frac{P_t}{V_t} = \frac{P_a + P_g}{V_t} = \frac{V_v \times \gamma_a + (V_t - V_v) \times \gamma_g}{V_t} = n\gamma_a + (1-n)\gamma_g$$

k) Massa específica aparente do solo submerso

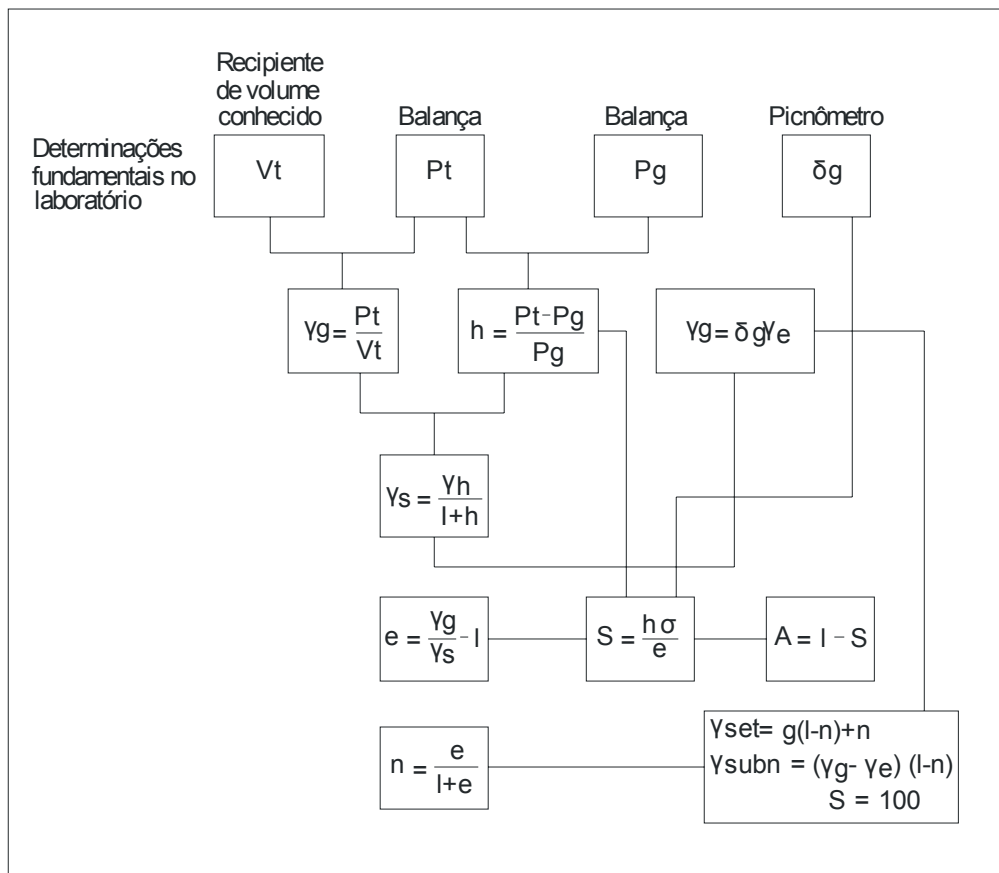
$$\gamma_{subm} = \gamma_{sat} - \gamma_a = (1 - n) (\gamma_g - \gamma_a)$$

(ação do empuxo hidrostático)

NOTA: Os índices de a) a f) são adimensionais e os de g) a k) são dimensionais. As densidades se obtêm, dividindo as diversas massas específicas pela da água γ_a (g/cm³), à temperatura do ensaio; nos ensaios correntes, poder-se-á considerar $\gamma_a = 1$ g/cm³.

Na Figura 6, tem-se, de forma esquemática, as correlações dos diversos índices físicos e as fórmulas que permitem calculá-las, diretamente, a partir de valores de pesos e volumes determinados em laboratório.

Figura 6 - Correlações entre os diversos índices físicos



2.1.5.3 PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS

Dentre as propriedades físicas e mecânicas de maior interesse no campo rodoviário, destacam-se as seguintes: permeabilidade, capilaridade, compressibilidade, elasticidade, contratilidade e expansibilidade e resistência ao cisalhamento.

a) Permeabilidade

É a propriedade que os solos apresentam de permitir a passagem da água sob a ação da gravidade ou de outra força. A permeabilidade dos solos é medida pelo valor do coeficiente de permeabilidade (k), que é definido como a velocidade de escoamento de água, através da massa do solo, sob a ação de um gradiente hidráulico unitário. Esse coeficiente pode ser determinado, no campo ou no laboratório.

A permeabilidade de um solo é função, principalmente, do seu índice de vazios, do tamanho médio dos seus grãos e da sua estrutura.

Os pedregulhos e as areias são razoavelmente permeáveis; as argilas, ao contrário, são pouco permeáveis. Ainda sob o ponto de vista de granulometria, os solos granulares, de graduação aberta, são mais permeáveis do que os de graduação densa.

b) Capilaridade

É a propriedade que os solos apresentam de poder absorver água por ação da tensão superficial, inclusive opondo-se à força da gravidade.

A altura que a água pode atingir num solo, pela ação capilar, é função inversa do tamanho individual dos vazios e, portanto, do tamanho das partículas do solo. Além disso, num dado solo, no processo de ascensão capilar, à medida que a água sobe a velocidade diminui.

A altura de ascensão capilar nos pedregulhos e nas areias grossas é desprezível, nas areias finas é de poucos centímetros e nas argilas pode atingir a vários metros.

c) Compressibilidade

É a propriedade que os solos apresentam de se deformar, com diminuição de volume, sob a ação de uma força de compressão.

A compressibilidade manifesta-se, quer na compactação dos solos não saturados, quer no adensamento ou consolidação dos solos saturados. No caso da compactação, a redução de vazios dá-se à custa da expulsão de ar, enquanto no adensamento, faz-se pela expulsão da água.

A velocidade de adensamento de um solo saturado é função de sua permeabilidade. Nos solos arenosos, o adensamento é rápido; nos argilosos é lento, podendo prolongar-se por muitos anos quando se tratar de argilas moles ou muito moles.

O estudo do adensamento lento apresenta interesse especial no caso de aterros executados sobre camadas espessas de argila compressível. Na escolha do tipo de pavimento dever-se-á, nesse caso, considerar a ocorrência de recalques diferenciais.

d) Elasticidade

É a propriedade que os solos apresentam de recuperar a forma primitiva cessado o esforço deformante; não sendo os solos perfeitamente elásticos, tal recuperação é parcial.

Para cargas transientes ou de curta duração, como as do tráfego, verifica-se a recuperação quase completa das deformações do subleito e do pavimento, desde que aquele tenha sido compactado convenientemente e este, dimensionado de modo a evitar deformações plásticas de monta.

A repetição de deformações elásticas excessivas nos pavimentos resulta em fissuramento dos revestimentos betuminosos (ruptura por fadiga).

As deformações elásticas dos subleitos têm sido chamadas de resilientes, visto dependerem de fatores que não se costumam associar ao comportamento de outros materiais de construção (aço, concreto, etc). No caso dos solos, aqueles fatores incluem a estrutura e as proporções das três fases (sólida, líquida e gasosa) logo após a compactação do subleito e durante a vida útil do pavimento.

Assume especial importância, atualmente, a consideração da elasticidade dos subleitos no desenvolvimento dos métodos de dimensionamento de pavimentos baseados na aplicação da teoria da elasticidade.

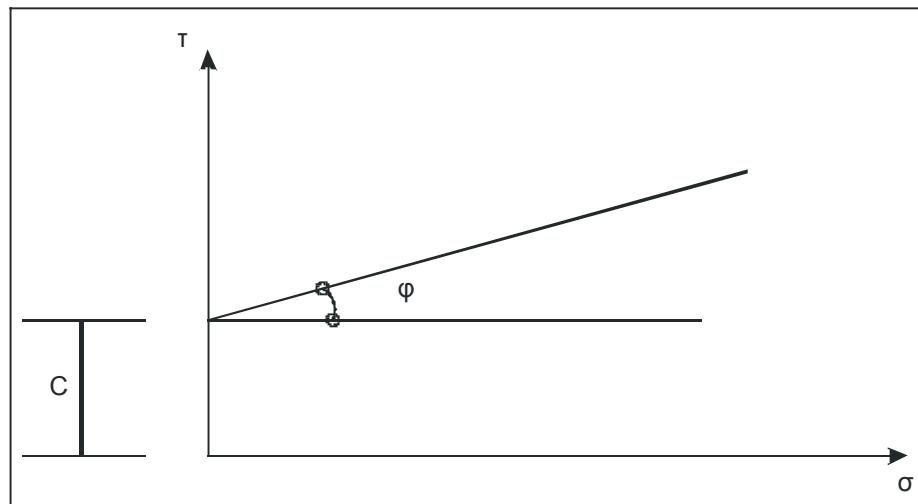
e) Contratilidade e Expansibilidade

São propriedades características da fração argila e, por isso, mais sensíveis nos solos argilosos. Contratilidade é a propriedade dos solos terem seu volume reduzido por diminuição de umidade. Expansibilidade é a propriedade de terem seu volume ampliado por aumento de umidade.

f) Resistência ao Cisalhamento

A ruptura das massas de solo dá-se por cisalhamento, isto é, por deformação distorcional.

Figura 7 - Resistência ao cisalhamento



A resistência ao cisalhamento é regida pela Lei de Coulomb (Figura 7) cuja expressão é:

$$\tau = \sigma_e \operatorname{tg} \varphi + c$$

ou

$$\tau = (\sigma_t - u) \operatorname{tg} \varphi + c$$

em que:

τ = resistência ao cisalhamento (ou corte);

φ = ângulo de atrito interno;

σ_e = pressão efetiva normal ao plano de cisalhamento;

σ_t = pressão total normal ao plano de cisalhamento;

u = pressão neutra (não contribui para a resistência ao cisalhamento) ou pressão nos poros (ar e água);

c = coesão (resistência ao cisalhamento quando a pressão efetiva σ_e é nula, ou $\varphi = 0$).

Entre os fatores extrínsecos que influem no valor de τ , estão a velocidade de aplicação dos esforços e a maior ou menor facilidade de escoamento do fluido contido nos poros. Tal influência condiciona os tipos clássicos de ensaios de cisalhamento: rápido, rápido-

adensado e lento, executados em laboratórios de solos, nos aparelhos de compressão simples e/ou triaxial, e de cisalhamento direto.

Os fatores intrínsecos dividem-se em: físicos e físico-químicos.

Os fatores físicos dependem da pressão efetiva normal ao plano de ruptura, e são significativos para as partículas arenosas. Compreendem o atrito ou fricção entre as partículas e o entrosamento das partículas.

Os fatores físico-químicos da resistência ao cisalhamento são os que se manifestam na coesão; têm importância no caso da argila, pois é nas frações coloidais que as forças intergranulares são significativas em relação às massas das partículas. Estas forças resultam das atrações intermoleculares (forças de Van Der Waals), nos pontos de mais próximo contato, e das repulsões eletrostáticas dos íons dispersos na dupla camada que envolve as partículas coloidais. A água absorvida, apesar de sua viscosidade elevada, não aumenta a coesão, pelo contrário, tende a reduzi-la.

A cimentação das partículas pelos óxidos de ferro e alumínio e pelos carbonatos, que se precipitam em torno dos pontos de contato, contribui para a coesão. Existem, por exemplo, depósitos de laterita formados pela precipitação dos óxidos de ferro e alumínio, transportados pelas águas do solo, em terrenos aluvionares que, deste modo, adquirem coesão. Nos solos residuais, a coesão pode resultar da cimentação dos grãos por produtos remanescentes da rocha de origem ou precipitados no perfil do solo.

Aspecto importante a levar em conta, em projetos de pavimentos, é o comportamento dos solos compactados. Tenha-se em vista que os solos usados nos subleitos ou em camadas dos pavimentos são geralmente retirados de jazidas, transportados, misturados ou não com outros solos ou pedras, umedecidos ou secados, e compactados com rolos pé-de-carneiro, pneumáticos e vibratórios. A resistência ao cisalhamento desses solos depende então, fundamentalmente, da estrutura assumida por eles, em função do tipo de compactação empregado.

A deformação plástica de um subleito sob a ação da carga no pavimento é evitada ou reduzida, dando-se ao pavimento uma espessura suficiente de modo a limitar as tensões de cisalhamento no subleito a valores compatíveis com a resistência ao cisalhamento do solo. Esta, entretanto, é raramente determinada mediante os ensaios clássicos da Mecânica dos Solos. Razões de ordem prática levam a adotar ensaios como o de penetração de um pistão (CBR) ou do estabilômetro (de HVEEM), em que se determinam índices ou resistências que se correlacionam à experiência de comportamento de pavimentos sob condições de tráfego diversas.

2.1.6 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS

2.1.6.1 GRANULOMETRIA (DNER - ME 051/94 E DNER - ME 080/94)

A análise granulométrica consiste na determinação das porcentagens, em peso, das diferentes frações constituintes da fase sólida do solo. Para as partículas de solo maiores do que 0,075 mm (peneira nº 200 da ASTM) o ensaio é feito passando uma amostra do solo por uma série de peneiras de malhas quadradas de dimensões padronizadas.

Pesam-se as quantidades retiradas em cada peneira e calculam-se as porcentagens que passam em cada peneira.

A Tabela 2 abaixo, indica as aberturas das malhas das peneiras normais da ASTM mais usadas nos laboratórios rodoviários, e a Tabela 3, a correlação das aberturas das peneiras em polegadas e milímetros.

Tabela 2 - Granulometria

Nº	Abertura mm
200	0,075
100	0,15
40	0,42
10	2,09
4	4,8

Tabela 3 - Correlação das aberturas das peneiras em polegadas e milímetros

Abertura pol.	Abertura mm
3/8"	9,5
3/4"	19,1
1"	25,4
1 1/2"	38,1
2"	50,8

Para as partículas de solo menores do que 0,075 mm utiliza-se o método de sedimentação contínua em meio líquido. Este método é baseado na lei de Stokes, a qual estabelece uma relação entre o diâmetro das partículas e a sua velocidade de sedimentação em um meio líquido de viscosidade e peso específico conhecidos.

$$d = \sqrt{\frac{1800n}{\gamma_g - \gamma_a} \times \frac{a}{t}}$$

onde:

d = diâmetro equivalente da partícula, isto é, o diâmetro de uma esfera de mesmo peso específico e que sedimenta com a mesma velocidade;

γ = peso específico das partículas de solo;

n = coeficiente de viscosidade do meio dispersor;

a = altura de queda das partículas, correspondentes à leitura do densímetro;

t = tempo de sedimentação.

A porcentagem de material ainda não sedimentado é dada pela fórmula:

$$Q = \alpha \frac{\gamma_g}{\gamma_g - 1} \times \frac{L_c}{P_s}$$

onde:

Q = porcentagem de solo em suspensão no instante da leitura do densímetro;

α = porcentagem de material que passa na peneira de 2,0 mm (peneira nº 10);

L_c = Leitura corrigida do densímetro ($L_c = L + \Delta L$; em que L é a decimal da leitura na parte superior do menisco multiplicada por 103 e ΔL a correção);

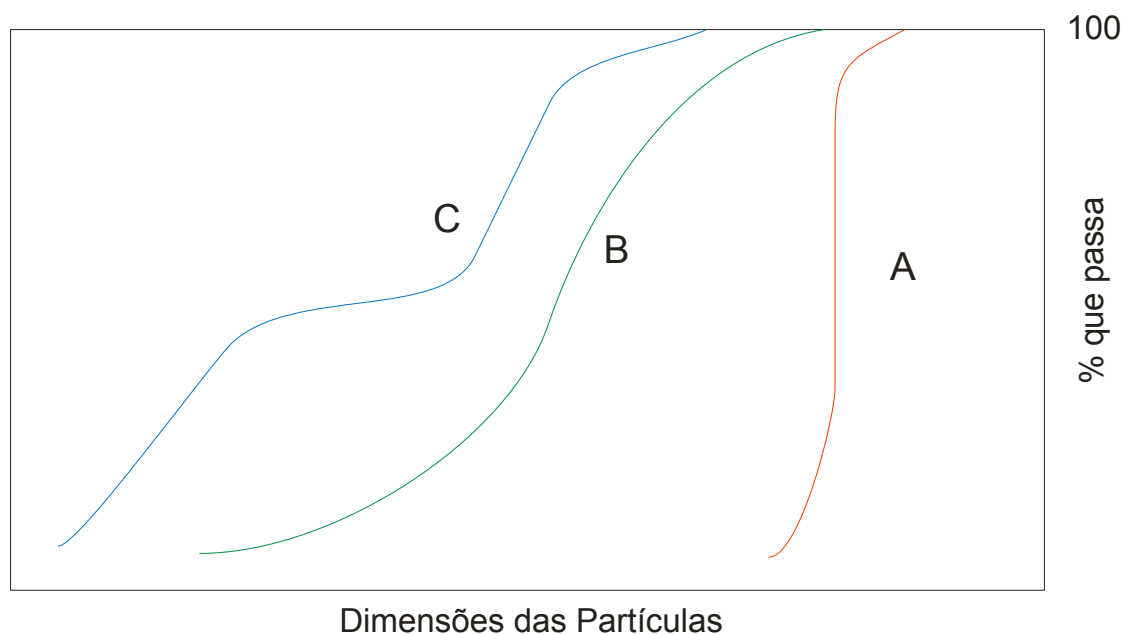
P_s = peso do solo seco usado na suspensão;

Para maiores detalhes do método de sedimentação, ver o método DNER-ME 051/94.

Com os resultados obtidos no ensaio de granulometria traça-se a curva granulométrica em um diagrama semi-logarítmico que tem como abscissa os logaritmos das dimensões das partículas e como ordenadas as porcentagens, em peso, de material que tem dimensão média menor que a dimensão considerada (porcentagem de material que passa).

Segundo a forma da curva, podemos distinguir os seguintes tipos de granulometria uniforme (curva-A); bem graduada (curva-B); mal graduada (curva-C), conforme indicado na Figura 8 abaixo.

Figura 8 - Dimensões das partículas



Na prática, utilizam-se faixas granulométricas entre as quais deverá se situar a curva granulométrica do material a utilizar. Tem-se, assim, as faixas granulométricas para materiais a serem usados como solo estabilizado ou as faixas granulométricas para materiais filtrantes dos drenos. Quando o solo estudado não se enquadrar dentro da faixa granulométrica especificada, deve-se misturá-lo com outro solo, de maneira a obter uma mistura com granulometria dentro das especificações.

A análise granulométrica não basta, por si só, para caracterizar um solo sob todos os aspectos que interessam à técnica rodoviária, devendo ser completada, na maioria das vezes, por outros ensaios.

a) Ensaios de Granulometria por Peneiramento

Toma-se uma amostra representativa do solo a ser ensaiado e pesa-se. Tem-se, então, o peso de amostra úmida que deve ser aproximadamente 1500 g. Passa-se toda a amostra na peneira nº 10. A fração retida será lavada na peneira nº 10, para eliminar todo o material fino aderente às partículas de solo. Transfere-se o solo lavado para uma cápsula e seca-se a temperatura de 105 °C a 110 °C. Faz-se, então o peneiramento do solo até a peneira nº 10. Da fração que passa na peneira nº 10 toma-se cerca de 100 g para o peneiramento fino (da peneira nº 10 à de nº 200), e cerca de 50 g para determinação da umidade higroscópica. Lava-se a amostra destinada ao peneiramento fino na peneira nº 200, seca-se a parte retida, em estufa a 105 °C a 110 °C, procedendo-se, então, ao peneiramento entre as peneiras nº 10 e nº 200.

b) Ensaios de Granulometria por Sedimentação

O Ensaio é realizado, com a fração da amostra representativa do solo que passa na peneira nº 10. Toma-se cerca de 120 g, no caso de solos arenosos, ou cerca de 70 g, no de solos siltosos ou argilosos, daquela fração e coloca-se em um recipiente com água destilada, devendo o solo permanecer em imersão durante 18 horas. Passando este tempo, adicionam-se 20 cm de deflocutante. Leva-se ao dispersor. Transfere-se o solo dispersado para um proveta de capacidade de 1000 ml. Completa-se o volume adicionando água destilada até o traço indicando 1000 ml. Agita-se, deposita-se a proveta e faz-se as leituras densimétricas de acordo com os tempos especificados para o ensaio de sedimentação, que são: 30 segundos, 1 minuto, 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos, 30 minutos, 60 minutos, 240 minutos e 1500 minutos. Terminando o ensaio de sedimentação, lava-se o solo na peneira nº 200, seca-se em estufa à temperatura de 105 °C a 110 °C, procedendo-se ao peneiramento compreendido entre as peneiras nº 10 e nº 200.

Para o cálculo da granulometria por sedimentação é necessário conhecer o peso específico dos grãos do solo. O ensaio para determinação do peso específico dos grãos do solo é realizado com um picnômetro de 500 ml e usando a fração da amostra representativa do solo que passa na peneira nº 10 e coloca-se em uma cápsula com água destilada em quantidade suficiente para se obter pasta fluida. Coloca-se a pasta no dispersor e liga-se este durante 15 minutos. Transfere-se a amostra para o picnômetro e junta-se água destilada até aproximadamente metade de seu volume. Faz-se vácuo no picnômetro durante 15 minutos, no mínimo, para extrair o ar contido na amostra e, em seguida, adiciona-se água destilada até a marca de calibração. Enxuga-se o picnômetro e pesa-se, anotando-se, a seguir, a temperatura da água.

Tira-se, na curva de calibração, o peso do picnômetro cheio de água, para a temperatura do ensaio. O peso específico dos grãos do solo é dado pela fórmula:

$$\gamma_g = \frac{P_s}{P_s + P_a + P_{as}} \gamma_{at}$$

sendo,

γ_g = peso específico real dos grãos do solo, em g/cm^3 ;

P_s = peso em gramas do solo seco em estufa a $105\text{ }^\circ\text{C}$ - $110\text{ }^\circ\text{C}$;

P_a = peso em gramas do picnômetro cheio de água à temperatura t ;

P_{as} = peso em gramas do picnômetro, mais solo, mais água;

γ_{at} = peso específico da água (g/cm^3) à temperatura do ensaio.

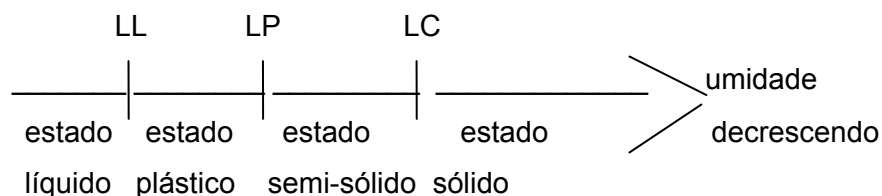
(Nos ensaios correntes poder-se-á considerar $\gamma_{at} = 1\text{ g/cm}^3$)

Com os valores obtidos no ensaio de sedimentação, e conhecido o peso específico dos grãos do solo, calculam-se os diâmetros d das partículas, pela lei de Stokes, para cada leitura do densímetro.

A porcentagem de solo em suspensão Q no instante da leitura densimétrica é calculada pela expressão vista anteriormente. Com os valores de d e Q podemos traçar a curva granulométrica.

2.1.6.2 LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Esses limites permitem avaliar a plasticidade dos solos. Esta propriedade dos solos argilosos consiste na maior ou menor capacidade de serem eles moldados sem variação de volume, sob certas condições de umidade. Entre os ensaios de rotina, objetivando a caracterização de um solo segundo sua plasticidade, estão a determinação do limite de liquidez e a do limite de plasticidade. Quando a umidade de um solo é muito grande, ele se apresenta como um fluido denso e se diz no estado líquido. A seguir, à medida que se evapora a água, ele se endurece, passando do estado líquido para o estado plástico. A umidade correspondente ao limite entre os estados líquido e plástico é denominada limite de liquidez. Ao continuar a perda de umidade, o estado plástico desaparece, passando o solo para o estado semi-sólido. Neste ponto, a amostra de solo se desagrega ao ser trabalhado. A umidade correspondente ao limite entre os estados plásticos e semi-sólido é denominada limite de plasticidade. Continuando a secagem, ocorre a passagem para o estado sólido. O limite entre esses dois últimos estados é denominado limite de contração.



A diferença numérica entre o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP) fornece o índice de plasticidade (IP)

$$IP = LL - LP$$

Este índice define a zona em que o terreno se acha no estado plástico e, por ser máximo para as argilas e mínimo para as areias, fornece um valioso critério para se avaliar o caráter argiloso de um solo. Quanto maior o IP, tanto mais plástico será o solo. O índice de plasticidade é função da quantidade de argila presente no solo, enquanto o limite de

liquidez e o limite de plasticidade são funções da quantidade e do tipo de argila. Quando um material não tem plasticidade (areia, por exemplo), escreve-se $IP = NP$ (não plástico).

O limite de liquidez indica a quantidade de água que pode ser absorvida pela fração do solo que passa pela peneira nº 40. Observa-se que quanto maior o LL tanto mais compressível o solo.

a) Ensaio do Limite de Liquidez (DNER-ME 122/94)

O ensaio do limite de liquidez é realizado em um aparelho denominado aparelho de Casagrande, que consiste essencialmente de uma concha metálica que, acionada por uma manivela, golpeia a base do citado aparelho. O ensaio é feito com a fração da amostra representativa do solo que passa na peneira de 0,42 mm de abertura de malha (peneira nº 40).

A quantidade de material necessária para o ensaio é de cerca de 70 g. Colocam-se os 70 g de material em uma cápsula e homogeneiza-se com adição de água, aos poucos, até resultar massa plástica. Transfere-se parte da massa plástica, assim obtida, para a concha do aparelho, moldando-a de modo que, na parte central da concha, apresente uma espessura aproximada de 1 cm. Com um dos cinzéis, o julgado mais aconselhável para o caso (solo arenoso, siltoso ou argiloso), divide-se a massa do solo contida na concha em duas partes, abrindo-se uma canelura em seu centro, normalmente à articulação da concha. Coloca-se a concha no aparelho, procedendo-se, por meio de acionamento da manivela, o golpeamento da concha contra a base do aparelho. Golpeia-se à razão de duas voltas por segundo até que as bordas inferiores da canelura se unam em 1 cm de comprimento, sendo registrado o número de golpes e retirada uma pequena quantidade de solo no ponto onde a canelura fechou, para determinação do teor de umidade.

O limite de liquidez será determinado em um gráfico de coordenadas retangulares no qual, no eixo das abcissas e em escala aritmética, são apresentadas as porcentagens de umidade e no eixo das ordenadas em escala logarítmicas são representados os números de golpes. Os pontos obtidos no gráfico originam uma reta. O ponto de ordenadas 25 golpes determina, no eixo das abcissas, uma umidade que é o limite de liquidez do solo ensaiado.

b) Ensaio do Limite de Plasticidade (DNER-ME 082/94)

O ensaio do limite de plasticidade é realizado com uma fração da amostra representativa do solo que passa na peneira de 0,42mm de abertura de malha (peneira nº 40). A quantidade de material necessária para o ensaio é de cerca de 50g. A amostra é colocada em uma cápsula e homogeneizada com adição de água aos poucos, até resultar massa plástica. Com uma quantidade de massa plástica obtida, forma-se uma pequena bola, que será rolada sobre uma placa de vidro esmerilhada com pressão suficiente da mão, de modo a resultar a forma de cilindro. Quando este atingir a 3mm (verificado com o cilindro de comparação) sem se fragmentar, amassa-se o material e procede-se como anteriormente. Repete-se a operação até que, por perda de umidade, o cilindro se fragmenta quando atingir 3 mm de diâmetro. Transfere-se alguns pedaços do cilindro fragmentado para um recipiente e determina-se a umidade em estufa à temperatura de 105 °C - 110°C. Repete-se o procedimento

acima referido até serem obtidos 3 valores que não difiram da respectiva média de mais de 5%.

2.1.6.3 ÍNDICE DE GRUPO

Chama-se Índice de Grupo a um valor numérico, variando de 0 a 20, que retrata o duplo aspecto de plasticidade e graduação das partículas do solo. O IG é calculado pela fórmula:

$$IG = 0,2 a + 0,005 ac + 0,01 bd$$

em que:

a = % de material que passa na peneira nº 200, menos 35. Se a % obtida nesta diferença for maior que 75, adota-se 75; se for menor que 35, adota-se 35. (a varia de 0 a 40).

b = % de material que passa na peneira nº 200, menos 15. Se a % obtida nesta diferença for maior que 55, adota-se 55; se for menor que 15, adota-se 15. (b varia de 0 a 40).

c = Valor do Limite de Liquidez menos 40. Se o Limite de Liquidez for maior que 60, adota-se 60; se for menor que 40, adota-se 40 (c varia de 0 a 20).

d = Valor de Índice de Plasticidade menos 10. Se o índice de Plasticidade for maior que 30, adota-se 30; se for menor que 10, adota-se 10 (d varia de 0 a 20).

2.1.6.4 EQUIVALENTE DE AREIA (EA) – (DNER – ME 054/94)

Equivalente de Areia é a relação entre a altura de areia depositada após 20 minutos de sedimentação e a altura total de areia depositada mais a de finos (silte e argila) em suspensão, após aquele mesmo tempo de sedimentação, numa solução aquosa de cloreto de cálcio.

O Equivalente de Areia é utilizado no controle de finos de materiais granulares usados em pavimentação.

2.1.6.5 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CALIFORNIA BEARING RATIO) (DNER – ME 049/94)

O ensaio de CBR consiste na determinação da relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num corpo-de-prova de solo, e a pressão necessária para produzir a mesma penetração numa brita padronizada.

O valor dessa relação, expressa em percentagem, permite determinar, por meio de equações empíricas, a espessura de pavimento flexível necessária, em função do tráfego.

Em linhas gerais, a seqüência do ensaio é a seguinte:

- a) Compacta-se no molde o material, em cinco camadas iguais de modo a se obter uma altura total de solo com cerca de 12,5 cm, após a compactação. Cada camada recebe 12 golpes do soquete (caso de materiais para subleito), 26 ou 55 (caso de materiais para sub-base e base), caindo de 45,7 cm, distribuídos uniformemente sobre a superfície da camada. O peso do soquete é de 4,5 kg.

- b) Após a compactação, rasa-se o material na altura exata do molde e retira-se do material excedente da moldagem uma amostra representativa com cerca de 100g para determinar a umidade.
- c) Compactam-se outros corpos-de-prova com teores crescentes de umidade, tantas vezes quantas necessárias para caracterizar a curva de compactação.
- d) Colocam-se os corpos-de-prova imersos em água durante quatro dias.
- e) A penetração dos corpos-de-prova é feita numa prensa (Figura 9), a uma velocidade constante de 0,05 pol/min.
- f) Traça-se a curva pressão-penetração conforme é mostrado na Figura 10. Caso exista um ponto de inflexão, traça-se uma tangente à curva nesse ponto até que ela intercepte o eixo das abcissas; a curva corrigida será então essa tangente mais a porção convexa da curva original, considerada a origem mudada para o ponto em que a tangente corta o eixo das abcissas. Seja c a distância desse ponto à origem dos eixos. Soma-se às abcissas dos pontos correspondentes as penetrações de 0,1 e 0,2 polegadas a distâncias c . Com isso obtêm-se, na curva traçada, os valores correspondentes das novas ordenadas, que representam os valores das pressões corrigidas para as penetrações referidas.
- g) O índice de suporte Califórnia (CBR), em percentagem, para cada corpo-de-prova é obtido pela fórmula:

$$\text{CBR} = \frac{\text{pressão calculada ou pressão corrigida}}{\text{pressão padrão}}$$

Adota-se para o índice CBR o maior dos valores obtidos nas penetrações de 0,1 e 0,2 polegadas.

- h) Para o cálculo do Índice de Suporte Califórnia (CBR) final, registram-se de preferência, na mesma folha em que se representa a curva de compactação, usando a mesma escala das umidades de moldagem, sobre o eixo das ordenadas, os valores dos índices do Suporte Califórnia (CBR) obtidos, correspondentes aos valores das umidades que serviram para a construção da curva de compactação. O valor da ordenada desta curva, correspondente à umidade ótima já verificada, mostra o índice de Suporte Califórnia (Figura 11).

Figura 9 - Prensa para índice de Suporte Califórnia

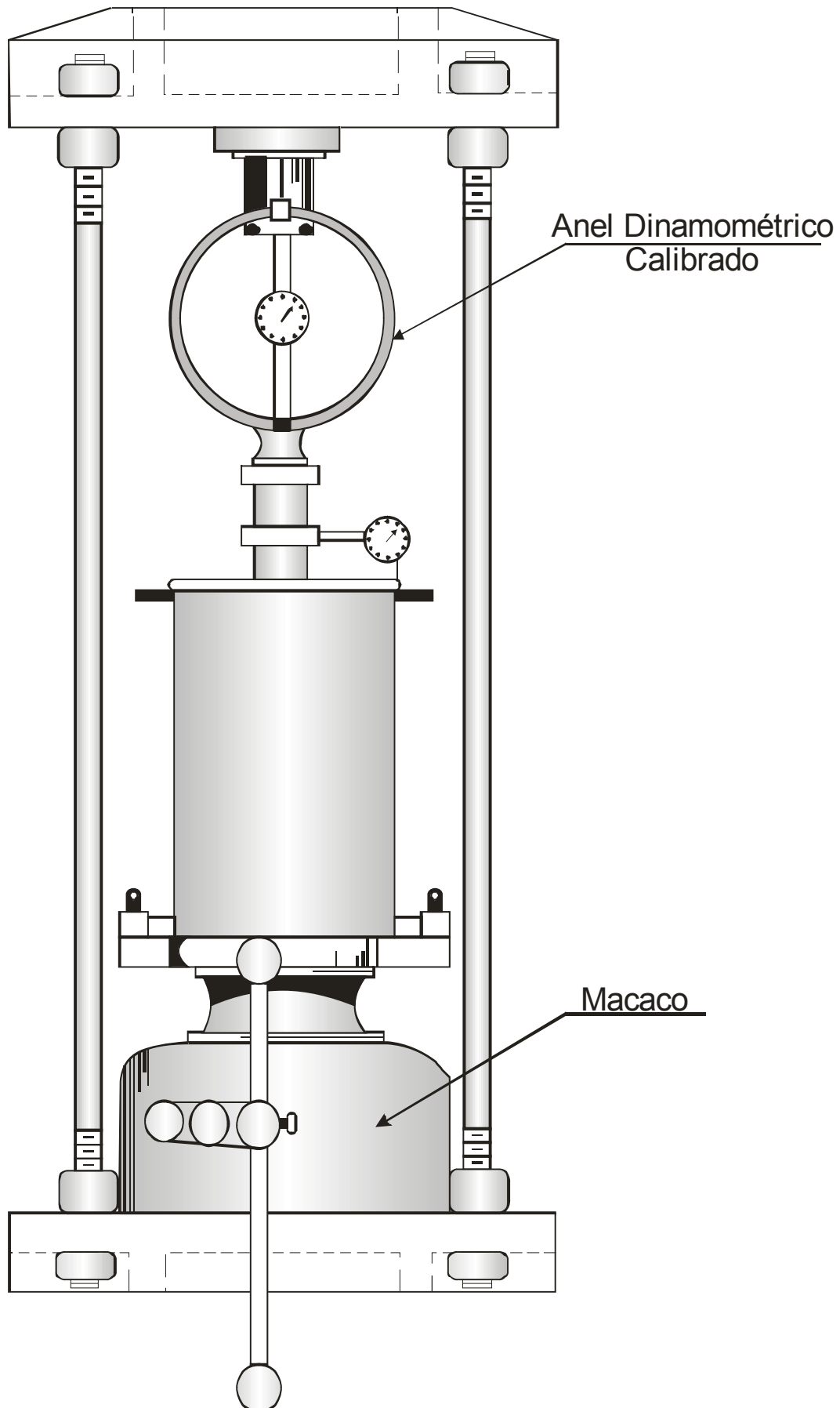


Figura 10 - Curva pressão – penetração

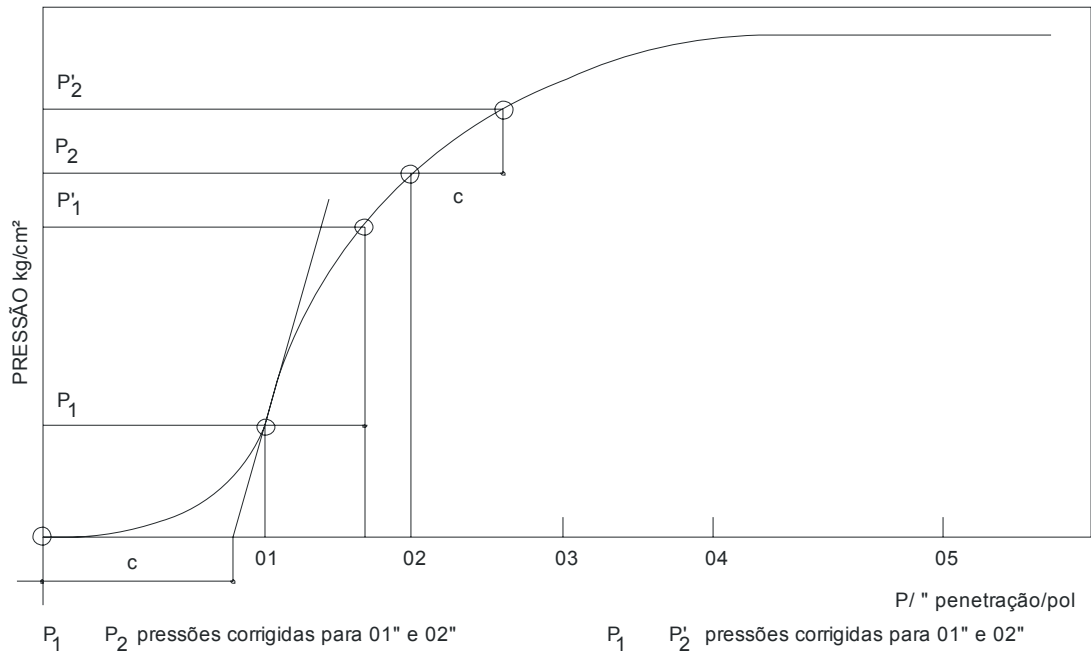
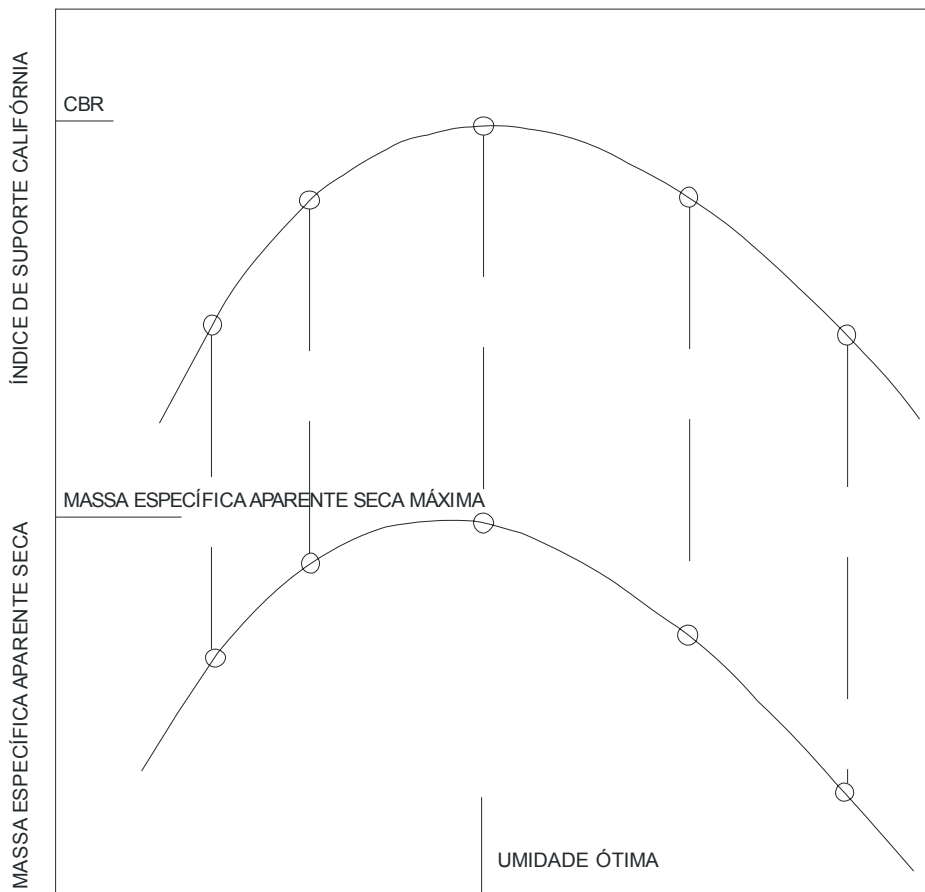


Figura 11 - Curvas de massa específica - umidade e CBR-umidade



2.1.7 COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

Compactação é a operação da qual resulta o aumento da massa específica aparente de um solo (e de outros materiais, como misturas betuminosas, etc), pela aplicação de pressão, impacto ou vibração, o que faz com que as partículas constitutivas do material entrem em contato mais íntimo, pela expulsão de ar; com a redução da percentagem de vazios de ar, consegue-se também reduzir a tendência de variação dos teores de umidade dos materiais integrantes do pavimento, durante a vida de serviço.

Embora de longa data seja prática corrente a compactação de solos, só na década de 30 foram estabelecidos, por R. R. Proctor e O. J. Porter, os princípios que regem a compactação dos solos.

Tomando uma massa de solo úmido P_h , com um dado volume inicial, num cilindro e aplicando-lhe um certo número n de golpes através da queda de altura H , de um soquete de peso P , resulta, após compactação, um certo volume V , chama-se energia de compactação ou esforço de compactação ao trabalho executado, referido à unidade de volume de solo após a compactação.

Neste caso, a energia ou esforço de compactação, E_c é dada por:

$$E_c = \frac{n \times P \times H}{V}$$

Estando o solo num teor de umidade $h\%$, resulta, após compactação:

- a) uma massa específica aparente úmida

$$\gamma_h = \frac{P_h}{V}$$

- b) uma massa específica aparente seca

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h \times 100}{100 + h}$$

O procedimento descrito é a denominada compactação dinâmica em laboratório, que é a correntemente utilizada para fins rodoviários, e o método de ensaio, ao qual se fará referência depois, indica como proceder, especialmente como obter sempre o mesmo volume V após a compactação.

Os princípios gerais que regem a compactação são os seguintes:

- a) a massa específica aparente seca (γ_s) de um solo, obtida após a compactação, depende da natureza do solo, de sua granulometria e da massa específica dos grãos (γ_g); varia, aproximadamente, entre os valores 1400kg/m^3 e 2300kg/m^3 ;
- b) para um dado solo e para um dado esforço de compactação, variando-se o teor de umidade do solo, pode-se traçar uma curva de compactação (Figura 12); há um teor de umidade chamado umidade ótima (h_{ot}), ao qual corresponde uma massa específica aparente seca máxima ($\gamma_{s,max}$);
- c) para um dado solo (Figura 12), quanto maior for a energia de compactação, tanto maior será o γ_s e tanto menor será h_{ot} ;

- d) para um dado solo e para um dado teor de umidade h , quanto maior for o esforço de compactação, tanto maior será o γ_s obtido (Figura 13);
- e) há uma chamada linha de ótimos, que é o lugar geométrico dos vértices das curvas obtidas com diferentes esforços de compactação; a linha de ótimos separa os chamados ramos secos e ramos úmidos das curvas de compactação (Figura 13);
- f) para um dado solo, a massa específica aparente seca máxima varia linearmente com o logaritmo de energia de compactação.

Há dois valores de γ_s de um solo que tem sentido físico bem definido:

- a) a massa específica aparente seca no estado solto, que é a obtida sem exercer nenhum esforço de compactação sobre o solo, sendo um limite inferior de γ_s ;
- b) a massa específica aparente seca máxima de um solo compactado até a eliminação dos vazios e que se confunde com a massa específica dos grãos (γ_g), sendo um limite superior de γ_s , inatingível.

Figura 12 - Gráfico de compactação

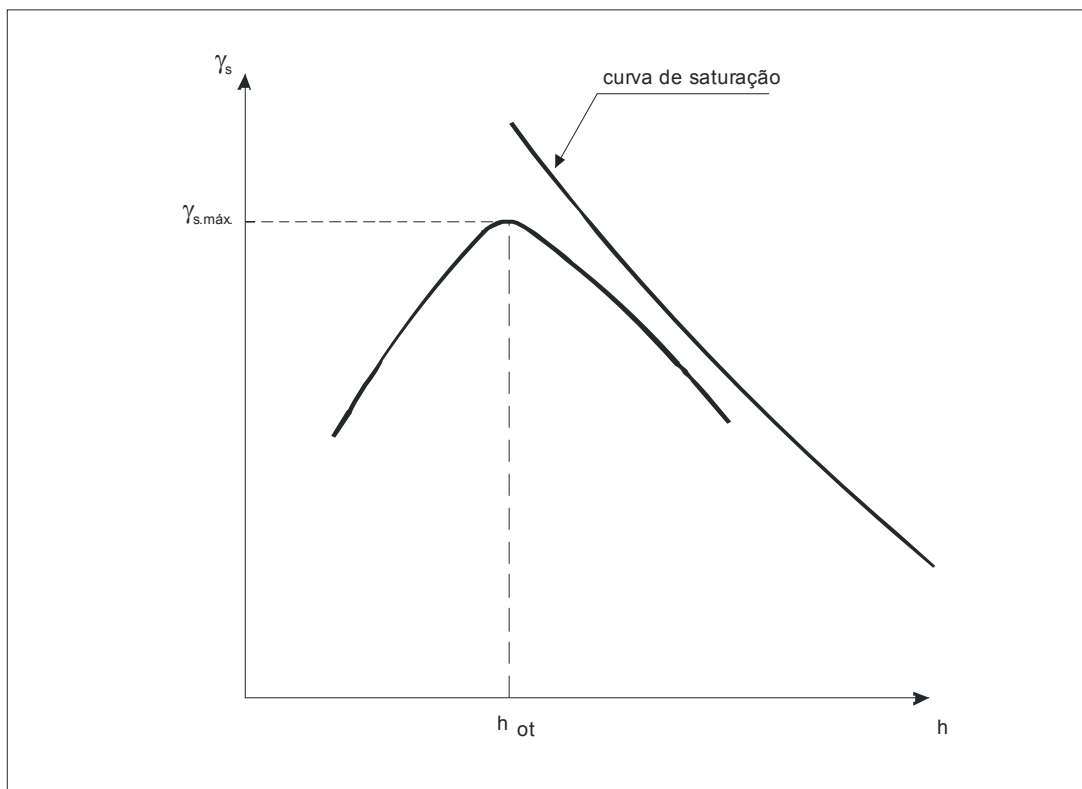
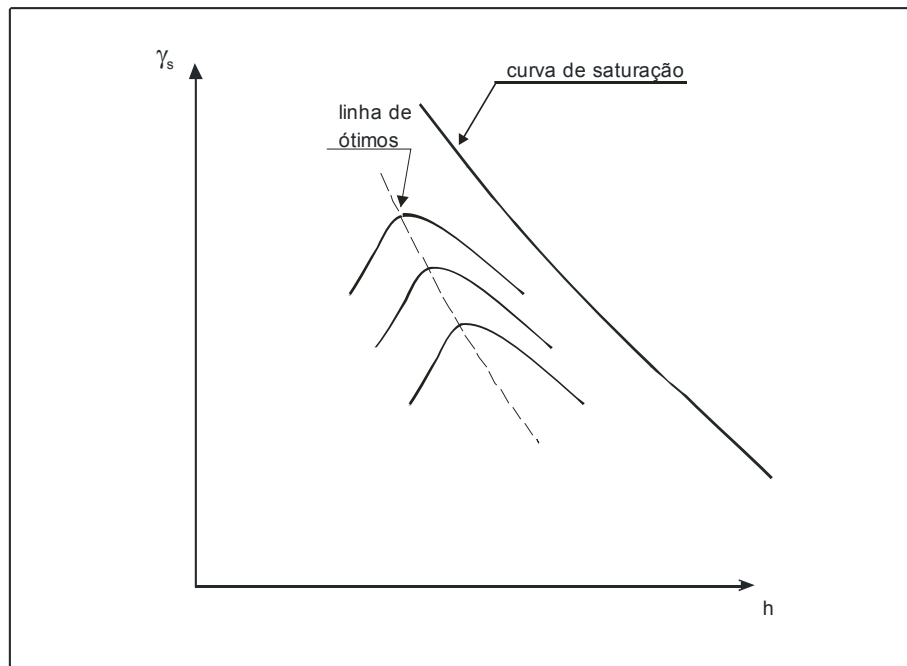


Figura 13 - Curvas de compactação para diferentes energias



Com baixos teores de umidade (h), os solos oferecem resistência à compactação, resultando baixos valores de γ_s (para uma dada energia de compactação) e altas percentagens de vazios de ar ($a\%$); quando h aumenta, a água atua como lubrificante, tornando o solo mais trabalhável, resultando maiores valores de γ_s e menores valores de $a\%$; quando os vazios de ar diminuem e atingem um certo valor (para uma dada energia de compactação), a água e o ar, em conjunto, tendem a manter as partículas de solo afastadas, dificultando qualquer diminuição posterior dos vazios de ar. Aumentando-se os teores de umidade (h) de compactação, os vazios totais (ocupados por ar e por água) continuam a crescer, resultando em menores valores de γ_s . Resulta, disso, como já se viu, a noção de γ_{smax} e h_{ot} .

O efeito do acréscimo da energia nos valores de γ_s , é mais sensível, para teores de umidade inferiores a h_{ot} (como decorre da própria forma das curvas de compactação), onde são maiores as percentagens de vazios de ar.

Os solos bem graduados, geralmente apresentam curvas de compactação com um máximo pronunciado, ao contrário dos solos de graduação uniforme, que se caracterizam por curvas achatadas.

Na construção de todas as camadas de um pavimento, intervém a operação de compactação, cujos objetivos são obter uma máxima estabilidade e atenuar os recalques devidos ao tráfego. Um pavimento, durante sua vida de serviço, sofrerá deformações elásticas (inevitáveis) e deformações plásticas, que podem ter uma dupla origem:

- com escoamento lateral, o volume aproximadamente constante e correspondente a falta de estabilidade;
- com diminuição de volume, o que significará recalques e aumento da compactidade.

Não se deve perder de vista que as condições de rolamento de um pavimento ou o desempenho de sua superfície, durante a vida de serviço, dependem muito de uma compactação bem executada durante a construção, sendo de todo interesse, pois, uma boa compactação inicial, sobre a qual o tráfego, em si mesmo não terá muito efeito. Este objetivo não pode, no entanto, obviamente, ser alcançado de um modo absoluto, e variações acidentais no teor de umidade, no próprio solo e no emprego do equipamento de compactação, conduzem a variações na compactação, na estabilidade e na umidade finais dos materiais.

Pode-se dizer que, de modo quase geral, com um aumento de compactação, há um aumento de resistência a cisalhamento, e uma diminuição da deformabilidade. Muitas vezes, no entanto, em casos especiais (como no caso de solos expansivos), é inútil uma compactação inicial muito elevada, que não se manterá em serviço.

a) Ensaio de Compactação (DNER - ME 129/94)

O ensaio original para determinação da umidade ótima e da massa específica aparente seca máxima de um solo é o ensaio de Proctor, proposto em 1933, pelo engenheiro americano que lhe deu o nome. Este ensaio, hoje em dia conhecido como ensaio normal de Proctor (ou AASHTO Standard), padronizado pelo DNER, consiste em compactar uma amostra dentro de um recipiente cilíndrico, com aproximadamente 1000 cm³, em três camadas sucessivas, sob a ação de 25 golpes de um soquete, pesando 2,5 kg, caindo de 30 cm de altura.

O ensaio é repetido para diferentes teores de umidade, determinando-se, para cada um deles, a massa específica aparente seca. Com valores obtidos traça-se a curva $\gamma_s = f(h)$, onde se obterá o ponto correspondente a $\gamma_{s.máx}$ e h_{ot} .

Para o traçado da curva é conveniente a determinação de uns cinco pontos, procurando-se fazer com que dois deles se encontrem no ramo seco, um próximo a umidade ótima e os outros dois no ramo úmido.

A energia de compactação desse ensaio é de aproximadamente 6 kg x cm/cm³.

Evidentemente, se o esforço de compactação for outro, obter-se-ão valores diferentes para $\gamma_{s.máx}$ e h_{ot} . O ensaio é, pois, convencional. Proctor estudou-o para os casos práticos da época. Atualmente, tendo em vista o maior peso dos equipamentos de compactação, tornou-se necessário alterar as condições do ensaio, para manter a indispensável correlação com o esforço de compactação no campo. Surgiu, assim, o ensaio modificado de Proctor ou AASHTO modificado. Nesta nova modalidade de ensaio, embora a amostra seja compactada no mesmo molde, isto é feito, no entanto, em cinco camadas, sob a ação de 25 golpes de um peso de 4,5 kg, caindo de 45 cm de altura. A energia específica de compactação é, para este ensaio, da ordem de 25 kg x cm/cm³.

Posteriormente, alguns órgãos rodoviários adotaram em seus ensaios uma energia de compactação intermediária as dos ensaios de Proctor, normal e modificado.

b) Compactação no Campo

Os princípios gerais que regem a compactação no campo, são semelhantes aos de laboratórios, no entanto, entre outras coisas, podem ser assinaladas:

- não há, necessariamente, igualdade entre as energias de compactação no campo e no laboratório, conduzindo a um mesmo γ_s para um dado teor de umidade e isto se deve, principalmente, às diferenças de confinamento do solo, no campo (em camadas) e no laboratório (no interior de um cilindro);
- os equipamentos de compactação conduzem a linhas de ótimos, diferentes das de laboratório, podendo estar mais ou menos próximas das linhas de saturação;
- como está implícito no item acima, podem ser diferentes os teores de umidade, h , de campo e de laboratório, para um mesmo γ_s de um mesmo material;
- são diferentes as estruturas conferidas ao solo no campo e em laboratório, o que repercute diretamente na estabilidade alcançada.

Pode-se definir a energia ou esforço de compactação no campo (especialmente no caso de equipamento rebocado), como o produto da força exercida na barra de tração pelo caminho percorrido, dividido pelo volume de solo compactado; esta força, que corresponde a uma resistência ao rolamento, diminui, no entanto à medida que o solo se densifica e é uma das maneiras indiretas de se constatar o fim da eficiência do equipamento no aumento da densidade do solo, isto é, a inutilidade, do ponto de vista prático, de se aumentar o número de passadas.

Do ponto de vista da simplicidade, é comum considerar-se, apenas, que, para um dado equipamento, a energia ou esforço de compactação é diretamente proporcional ao número de passadas e inversamente proporcional à espessura da camada compactada. Para variar o esforço de compactação no campo, o engenheiro pode atuar:

- no número de passadas, devendo lembrar-se, naturalmente, que γ_s cresce linearmente com o logaritmo do número de passadas;
- na espessura da camada compactada; Porter afirma que o esforço necessário para obter-se um determinado γ_s varia na razão direta do quadrado desta espessura e , assim, por exemplo para uma espessura de 20 cm, o número de passadas n é quatro vezes o necessário para uma espessura de 10 cm [$n = (20/10)^2$];
- mudando as características do equipamento: peso total, pressão de contato ou o próprio tipo de equipamento.

A energia de compactação no campo pode ser aplicada, como em laboratório, de três maneiras diferentes, citadas na ordem decrescente da duração das tensões impostas:

- pressão;
- impacto;
- vibração.

Pode-se dizer, também que o equipamento de compactação é dividido em duas grandes categorias:

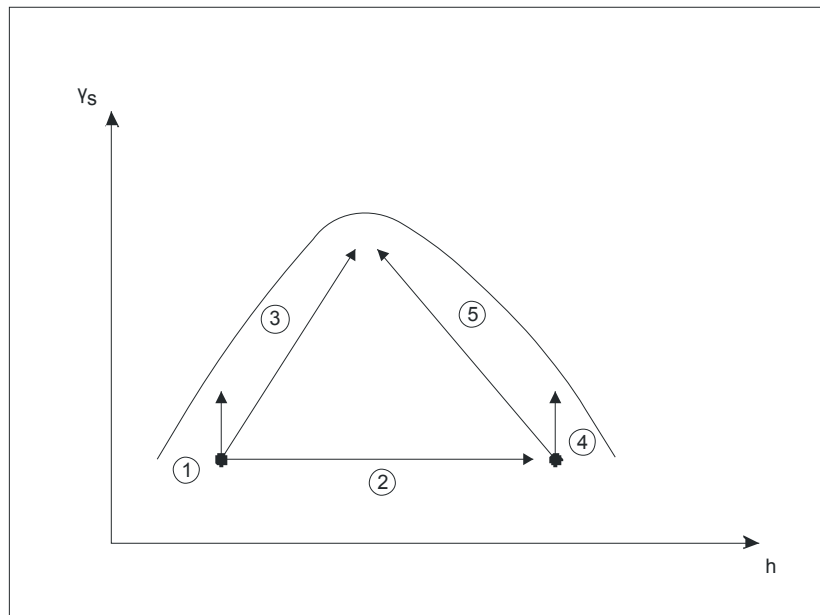
- rolos estáticos, compreendendo os rolos lisos de rodas de aço, de pneumáticos e os rolos pé-de-carneiro;
- rolos vibratórios;

c) equipamento de percussão (soquete mecânico).

O objetivo da compactação de solos é, como já se disse, aumentar sua resistência a cisalhamento e diminuir sua deformabilidade, isto é, aumentar o módulo de elasticidade ou deformação, o que se traduz, genericamente, pelo termo estabilidade, e diminuir a absorção de água, o que significa a maior permanência das condições obtidas imediatamente após a compactação. Tem sido verificado que, para um dado teor de umidade de compactação, a estabilidade, medida em termos de CBR, por exemplo, cresce com γ_s (tanto CBR embebido, como não embebido), a não ser para valores γ_s e h_{ot} muito distantes do par de valores $\gamma_{s.m\acute{a}x}$ e h_{ot} ; para um dado h de compactação, a variação de volume, por umedecimento ou secagem, pode ser maior para os solos mais densos, mas o γ_s final é maior e o h final é menor. Do mesmo modo que em laboratórios, a variação de γ_s , com a energia de compactação é mais sensível nos solos siltosos ou argilosos, do que nos solos pedregulhosos ou arenosos.

A Figura 14 dá idéia da evolução de um solo compactado, ao sofrer o efeito posterior do tráfego e para diferentes hipóteses da evolução do teor de umidade:

- A curva de compactação da Figura 14 é representativa da energia de compactação do tráfego que se está considerando.
- Se o teor de umidade inicial (umidade de compactação) é baixo e varia pouco durante a vida de serviço do pavimento assim também pouco variarão o CBR e γ_s . Não haverá recalques pronunciados e não haverá ruptura se o CBR inicial for satisfatório (flecha 1).
- Se o teor de umidade inicial é baixo e aumenta rapidamente (flecha 2), o CBR cai bruscamente, podendo haver ruptura sem recalques apreciáveis.
- Se o teor de umidade inicial é baixo e aumenta lentamente (flecha 3), o solo se densificará, podendo haver uma ligeira queda ou aumento do CBR (dependendo dos valores h e γ_s alcançados), mas haverá recalques pronunciados.
- Se o teor de umidade inicial é alto e decresce lentamente (flecha 5), a situação é semelhante à descrita no item acima.
- Se o teor de umidade inicial é alto e varia pouco (flecha 4), o solo se densificará, havendo pequenos recalques, mas o CBR pode cair e haver ruptura (queda do CBR com aumento de densidade, para altos teores de umidade).

Figura 14 - Evolução de um solo compactado ao sofrer o efeito do tráfego

Os materiais não coesivos são mais suscetíveis de sofrerem uma rápida recompactação pelo tráfego. É evidente que o efeito do tráfego se faz sentir de acordo com as pressões transmitidas no nível considerado: quanto maior a profundidade, tanto menor a compactação inicial necessária e tanto menor o efeito de recompactação pelo tráfego.

Na compactação de campo, diz-se que houve um passe ou uma passada do equipamento, quando este executou uma viagem de ida e de volta, em qualquer extensão, na área correspondente a sua largura de compactação; diz-se que houve uma cobertura quando foi executado um número suficiente de passadas para que toda área entre em contato com o equipamento. O número de passadas por cobertura varia com o tipo de equipamento.

Os fatores que influem na compactação de campo são:

- teor de umidade do solo;
- número de passadas de equipamento;
- espessura da camada compactada;
- características do equipamento (pressão, área de contato, etc);

Pode-se falar, então, em curvas de compactação para os equipamentos e o número de passadas desempenha o mesmo papel que o número de golpes de soquete em laboratório.

O aumento contínuo do número de passadas não acarreta um aumento contínuo de γ_s com o número de passadas. O número (prático) limite do número de passadas depende do material compactado, do tipo de equipamento, do teor de umidade e da espessura de camada compactada.

Um fator na compactação do campo (distinto do que ocorre em laboratório) é a deformabilidade da camada subjacente à que está sendo compactada. O Centro de Ensaio de Rouen, na França, cita um exemplo, em que um mesmo material,

compactado com o mesmo equipamento e nas mesmas condições, exigiu 35 minutos de operação, no caso de a camada subjacente ser um pedregulho bem graduado e, 65 minutos, no caso de um material siltoso.

Considerando os equipamentos de compactação e as camadas compactadas, a eficiência de compactação na superfície depende da pressão de contato; sendo constante a pressão de contato, quando há um acréscimo de carga total do equipamento, há um aumento da área de contato e se dilatam os bulbos de pressões transmitidas a várias profundidades. Sob o eixo de carga, a uma profundidade z , tem-se:

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)} \right]$$

em que:

σ_z = pressão transmitida à profundidade z ;

a = raio da área circular equivalente de carga;

q = pressão de contato.

Tomando σ_z como medida da eficiência de compactação, ela cresce com a quando z é constante; inversamente, σ_z sendo tomado como constante, z cresce com a . Haverá, então, sempre um gradiente vertical de compactação, sendo as camadas inferiores menos compactadas que as camadas superiores. Esta afirmativa não é válida para certos equipamentos onde se desenvolvem cisalhamentos parasitas, que descompactam as camadas superiores.

d) Controle da Compactação (DNER – ME 092/94)

Para comprovar se a compactação está sendo feita devidamente, deve-se determinar sistematicamente a umidade e a massa específica aparente do material.

Para esse controle pode ser utilizado o speedy na determinação da umidade (DNER ME 052/94), e processo do frasco de areia na determinação da massa específica (DNER ME 092/94).

Chama-se grau de compactação, ao quociente resultante da divisão da massa específica obtida no campo, pela massa específica máxima obtida no laboratório.

$$G_c = \frac{\gamma_s (\text{campo})}{\gamma_{s.\text{max}} (\text{laboratório})} \times 100$$

Não sendo atingida a compactação desejada, a qual não deverá ser inferior a determinado valor do grau de compactação (fixada pela especificação adotada), o material será revolvido e recompactado.

Conquanto o grau de compactação G_c , seja de uso generalizado, algumas instituições preferem adotar a chamada razão de compactação (M_c Dowell), definida por:

$$CR(\%) = \frac{\gamma_s - \gamma_{s.\text{min}}}{\gamma_{s.\text{max}} - \gamma_{s.\text{min}}} \times 100$$

onde γ_s , $\gamma_{s.\text{min}}$ e $\gamma_{s.\text{max}}$ são as massas específicas secas, respectivamente: alcançado no campo, mínimo (no estado solto) e máximo (estabelecido por um ensaio de compactação).

Qualquer que seja o índice adotado, dever-se-á fazer o controle de compactação com o maior número possível de ensaios, para em seguida analisar seus resultados, de preferência por um método estatístico.

2.1.8 RESILIÊNCIA DOS SOLOS (DNER – ME 131/94)

Até a década de 70, os métodos de dimensionamento usualmente empregados no Brasil caracterizavam-se por focar, basicamente, a capacidade de suporte dos pavimentos em termos de ruptura plástica sob carregamento estático, retratada através do valor do CBR. No entanto, observa-se que boa parte da malha rodoviária vinha apresentando uma deterioração prematura, que era atribuída à fadiga dos materiais gerada pela contínua solitação dinâmica do tráfego atuante. Esta realidade acabou por dar ensejo à introdução, no país, de estudos da resiliência de materiais empregáveis em pavimentos, permitindo, assim avaliar-se comportamentos estruturais até então não explicáveis pelos procedimentos clássicos e efetuar-se uma abordagem mais realista desta problemática no meio tropical.

Tal metodologia resultou na possibilidade de analisar e prever estados tensão - deformação de estruturas de pavimentos através de programas computacionais, partindo-se de propriedades dinâmicas expressáveis em termos de valores de módulo resiliente. O módulo de deformação resiliente é determinado pela seguinte expressão:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r}$$

em que:

M_R = módulo de deformação resiliente;

σ_d = tensão-desvio aplicada repetidamente;

ε_r = deformação específica axial resiliente correspondente a um número particular de repetição da tensão-desvio.

As deformações resilientes são deformações elásticas no sentido de que são recuperáveis. Entretanto, não variam necessariamente de modo linear com as tensões aplicadas, e dependem de vários fatores que não são considerados no conceito convencional de elasticidade.

2.1.8.1 FATORES QUE AFETAM O MÓDULO RESILIENTE DOS SOLOS GRANULARES

Apresenta-se, a seguir, uma descrição resumida dos principais fatores que afetam o comportamento resiliente dos solos granulares (arenosos e pedregulhosos).

a) Número de Repetição da Tensão-Desvio

Tem-se observado que o módulo resiliente tanto aumenta como diminui com o número de repetição de tensão-desvio, e que esta variação depende do índice de vazios crítico, da densidade do material, do grau de saturação e do valor da tensão repetida aplicada.

b) História de Tensões

Os materiais de pavimentos tem um comportamento não linear, dependente do tempo e da história de tensões. Por isso, é necessário ensaiá-los sob condições aplicáveis àquelas encontradas nos pavimentos.

Para que uma única amostra de solo seja ensaiada a vários níveis de tensões e determinado o módulo resiliente para cada nível, é necessário eliminar ao máximo o efeito da história de tensões no comportamento resiliente.

Quando um determinado solo não-coesivo (areia ou pedregulho) é submetido a um carregamento repetido, grandes deformações permanentes ocorrem durante os primeiros ciclos da carga, como consequência de movimentos relativos entre partículas, ou fratura das mesmas nos pontos de contato. Com a repetição do carregamento, o material adquire rigidez e as deformações permanentes ao final de cada ciclo da carga aplicada diminuem até tornarem-se muito pequenas ou nulas. A partir deste instante, o solo apresenta um arranjo estável de partículas e um comportamento quase elástico no sentido de que toda a deformação nele causada pelo carregamento é recuperável quando este é retirado. Nessas condições, o módulo do material torna-se aproximadamente constante.

Em ensaios triaxiais de carga repetida, uma única amostra de solo pode ser utilizada para determinar o módulo em vários níveis de carregamento, desde que:

- a amostra seja previamente submetida a carregamentos repetidos de valores variados, compatíveis com os encontrados nos pavimentos, a fim de eliminar as deformações permanentes iniciais, dando ao material uma condição de pré-adensamento;
- em materiais saturados ou próximos da saturação estes carregamentos prévios devem ser realizados na condição drenada, evitando mudanças a curto prazo na pressão neutra;
- o módulo resiliente deve ser determinado após um número mínimo de repetições, acima do qual ele permanece aproximadamente constante.

Este procedimento de ensaio de laboratório submete o material a condições similares às encontradas nos pavimentos. No período inicial pós-construção, carregamentos variados e repetidos, provenientes de veículos com diferentes pesos, provocam no pavimento grandes deformações permanentes. Após este período inicial de acomodamento, os pavimentos adquirem um comportamento tensão-deformação aproximadamente constante. Contudo, variações a longo prazo no módulo resiliente e nas propriedades tensão-deformação poderão ser função de vários outros fatores não representáveis em ensaios correntes de laboratório.

c) Duração e Frequência do Carregamento

O tempo de duração de carga repetida é estabelecido em função da velocidade dos veículos e do ponto no interior dos pavimentos onde deseja calcular o módulo resiliente. A frequência de aplicação é função das condições de tráfego da estrada em estudo.

Os ensaios triaxiais dinâmicos em solos arenosos mostra pequena influência da frequência de aplicação da tensão-desvio no valor do módulo resiliente até 40 aplicações por minuto. Entretanto, para 60 aplicações por minuto os módulos normalmente tornam-se bem maiores. A duração da tensão-desvio teve influência apenas para níveis de tensões elevados, superiores aos comumente existentes nas camadas de um pavimento.

d) Nível de Tensão Aplicada

Estudos sobre o comportamento resiliente de solos não-coesivos (areias e pedregulhos) submetido a tensões axiais repetidas, indicam que o módulo resiliente aumenta muito com a pressão confinante e é relativamente pouco atingido pelo valor da tensão desvio repetida, desde que esta tensão não cause excessiva deformação plástica.

Biarez definiu a seguinte relação:

$$M_R = K_1 \sigma_\theta^{K_2}$$

onde:

σ_θ = soma das tensões principais ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)

K_1 e K_2 = constantes determinadas experimentalmente.

Dunlap definiu a seguinte relação:

$$M_R = K_3 + K_4 (\sigma_R + \sigma_\theta)$$

em que:

K_3 = módulo para condição não confinada

σ_R σ_θ = tensões radial e tangencial

K_4 = constante determinada experimentalmente

Também muito utilizada é a relação:

$$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \text{ ou } M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$$

em que:

K_1 , K_2 e K_3 são constantes determinadas experimentalmente, e .

σ_d = tensão desvio

2.1.8.2 FATORES QUE AFETAM O MÓDULO RESILIENTE DOS SOLOS FINOS COESIVOS

Apresenta-se, a seguir, uma descrição resumida sobre os principais fatores que afetam o comportamento resiliente dos solos finos coesivos.

a) Número de Repetição da Tensão-Desvio e História de Tensões

Os solos arenosos podem sofrer esses efeitos, diminuídos ou eliminados, através de um pré-condicionamento que consiste em ciclos de carregamento e descarregamento.

Os solos argilosos têm deformações resilientes que diminuem com o número de repetições de cargas, produzindo um efeito de enrijecimento que pode ser atribuído a um acréscimo do peso específico devido ao carregamento repetido e a um provável rearranjo estrutural das partículas.

b) Duração e Frequência de Aplicação das Cargas

Não se tem notado influência substancial para frequências de 20 a 60 aplicações por minuto, com duração de 0,86 a 2,86 segundos e umidade dos corpos-de-prova próxima à ótima.

c) Umidade e Massa Específicas de Moldagem

As condições de compactação exercem grande influência no módulo resiliente, vale dizer na deformação recuperável sob determinada tensão-desvio. O módulo diminui muito com o aumento da umidade de compactação. A prática de compactação no ótimo ou aquém deste é, portanto, muito recomendável. O método de compactação-estático, impacto, amassamento, etc., faz-se sentir nos solos argilosos acima do teor ótimo, e pouco ou nenhuma influência tem aquém do ótimo, o que se explica pelo tipo de estrutura produzido na compactação.

d) Tixotropia dos Solos Argilosos

O ganho tixotrópico de resistência ou rigidez pela alteração da estrutura em período de repouso ou cura não é significativo, principalmente após algumas repetições de carga.

e) Nível de Tensão

Enquanto nos solos granulares o módulo resiliente depende da tensão confinante, e é pouco afetado pela tensão-desvio, nos solos finos coesivos o módulo depende da tensão-desvio (sendo pouco atingido pela tensão confinante).

Os solos finos coesivos compactados próximos ao teor ótimo mostram uma correlação de forma bilinear entre o módulo resiliente e a tensão-desvio (Figura 15), cujas equações são:

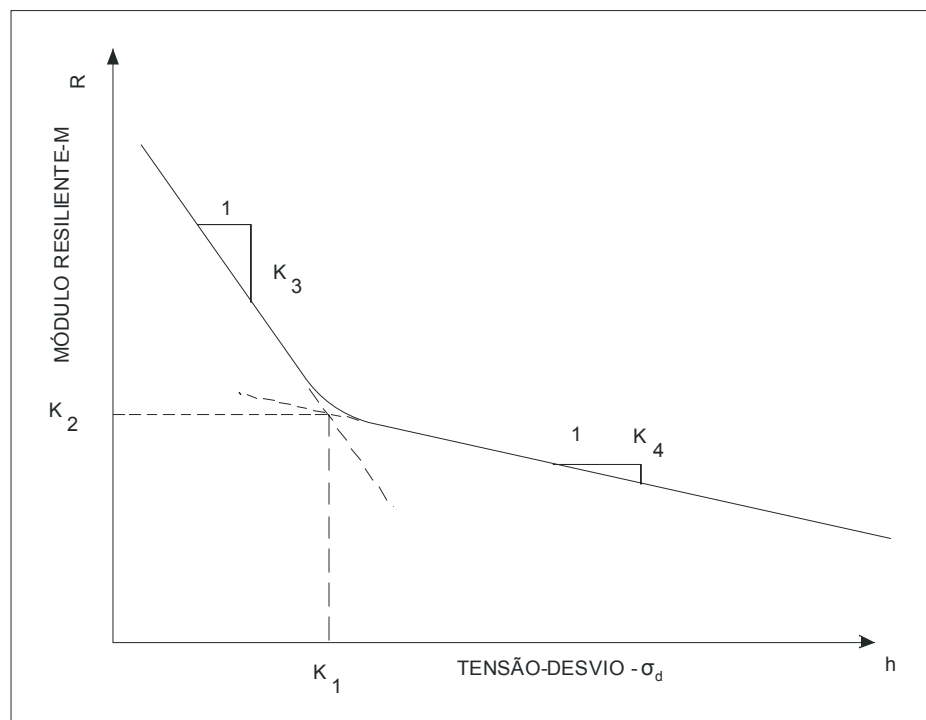
$$M_R = K_2 + K_3 \{K_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)\} \quad K_1 > (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$M_R = K_2 + K_4 \{(\sigma_1 - \sigma_3) - K_1\} \quad K_1 < (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$M_R = K_1' \sigma_d^{-K_2'}$$

$$\text{Preferencialmente utiliza-se o modelo: } M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$$

Figura 15 - Variação do módulo resiliente com a tensão-desvio



em que:

M_R = módulo de deformação resiliente

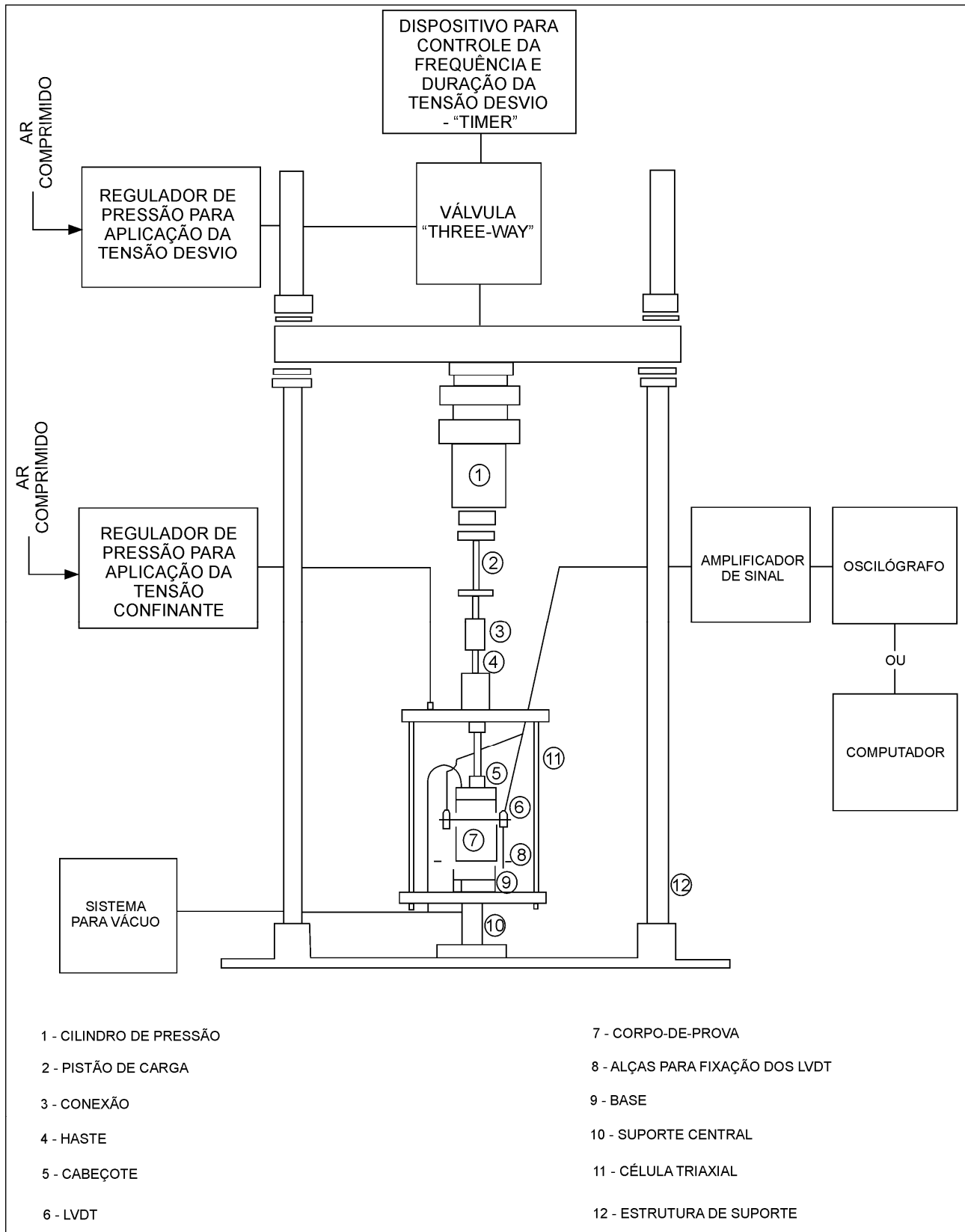
$(\sigma_1 - \sigma_3)$ = tensão-desvio aplicada repetidamente

K_1, K_2, K_3, K_4 = constantes determinadas experimentalmente

2.1.8.3 MÉTODO DE ENSAIO

O equipamento para ensaios triaxiais dinâmicos está esboçado na Figura 16.

Figura 16 - Esquema do equipamento para ensaios triaxiais dinâmicos



a) Preparação dos Corpos-de-prova

Os corpos-de-prova são obtidos por compactação por impacto.

b) Instalação dos Corpos-de-prova

A instalação dos corpos-de-prova na câmara triaxial (Figura 16) é uma operação que exige cuidado, pois, dela depende a qualidade da experimentação, e compreende as etapas seguintes:

- assentamento do corpo-de-prova na base da célula com a pedra porosa;
- colocação de cabeçote e da membrana envolvente;
- verificação de furos que possam existir na membrana, aplicando-se vácuo na base da amostra e observando a formação de bolhas num recipiente com água;
- instalação de transdutores para medição das deformações verticais.

Completada a instalação do corpo-de-prova, aplica-se uma seqüência de carregamentos dinâmicos com a finalidade de eliminar as grandes deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações da tensão-desvio, assim como de reduzir o efeito da história de tensões no valor do módulo resiliente.

2.1.9 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

O solo sendo um material que ocorre na natureza nas mais diferentes formas, para ser utilizado como fundação ou material de construção, necessita ser classificado de modo que se possam formular métodos de projetos baseados em algumas propriedades de cada grupo. Deste modo foram desenvolvidos vários sistemas de classificação, cada um adequado a uma utilização dos solos ou a métodos de projeto.

Um sistema de classificação de solos bastante utilizado em pavimentação é o do Highway Research Board (HRB), aprovado em 1945 e que constitui um aperfeiçoamento do antigo sistema da Public Roads Administration, proposto em 1929. Neste sistema, denominado HRB, considera-se a granulometria, o limite de liquidez, o índice de liquidez e o índice de grupo. Este sistema de classificação liga-se intimamente ao método de dimensionamento de pavimentos pelo índice de grupo.

O Sistema Unificado de Classificação de Solo (SUCS) resultante de um trabalho conjunto do Bureau of Reclamation e do Corps of Engineers, assistido pelo professor Arthur Casagrande, da Universidade de Harvard, foi publicado, em 1953, pelo Waterways Experiment Station como aperfeiçoamento e ampliação do sistema elaborado por Casagrande para aeroportos em 1943. O SUCS baseia-se na identificação dos solos de acordo com as suas qualidades de textura e plasticidade, agrupando-lhes de acordo com seu comportamento quando usados em estradas, aeroportos, aterros e fundações.

A partir da década de 70, a sistemática de caracterização e classificação de solos evoluiu significativamente, com os estudos desenvolvidos por Nogami e Villibor, que tratam da aplicação do princípio do ensaio MCV (moisture condition value) na identificação do comportamento de solos tropicais, bem como os estudos de resiliência de materiais iniciados na COPPE/UFRJ. Até então, os solos brasileiros eram caracterizados e classificados por metodologias baseadas nas determinações da granulometria, limite de

liquidez e índice de plasticidade, com a finalidade de avaliar preliminarmente a qualidade dos solos, com base na experiência norte-americana, e delimitar universo de solos para escolha de amostras representativas para execução de ensaios com vistas ao projeto rodoviário. Dos estudos de Nogami e Villibor, surgiu a classificação MCT que permite retratar as peculiaridades dos solos quanto ao comportamento laterítico ou saprolítico. Já os estudos iniciados na COPPE/UFRJ em 1976, resultaram na Classificação Resiliente que qualifica os solos quanto ao comportamento mecânico em termos de deformabilidade elástica.

2.1.9.1 CLASSIFICAÇÃO TRB (ANTIGO HRB)

Nesta classificação, os solos são reunidos em grupos e subgrupos, em função de sua granulometria, limites de consistência e do índice de grupo. Na Tabela 4 a seguir é mostrado o quadro de classificação dos solos, segundo o TRB. Determina-se o grupo do solo, por processo de eliminação da esquerda para a direita, no quadro de classificação. O primeiro grupo a partir da esquerda, com o qual os valores do solo ensaiado coincidir, será a classificação correta.

Tabela 4 - Classificação dos solos (Transportation Research Board)

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO - ARGILOSOS			
	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
CLASSIFICAÇÃO EM GRUPOS	A - 1 - A	A - 1 - B		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
Granulometria - % passando na peneira											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	30 máx.	51 min.								
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características da fração passando na peneira Nº 40:											
Limite de Liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de Plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.*
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia			Pedregulho ou areias siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

* O IP do grupo A - 7 - 5 é igual ou menor do que o LL menos 30.

A seguir, são listadas as características dos solos de cada um dos grupos e subgrupos deste sistema de classificação, relacionadas a sua utilização em pavimentação.

Solos granulares ou de granulação grossa são os que contêm 35% ou menos de material passando na peneira nº 200.

Grupo A-1 - O material típico deste grupo é constituído de mistura bem graduada de fragmentos de pedra ou pedregulhos, areia grossa, areia fina e um aglutinante de solo não plástico ou fracamente plástico. No entanto, este grupo inclui também fragmentos de pedra, pedregulho, areia grossa, cinzas vulcânicas, etc., que não contêm aglutinantes de solo.

Subgrupo A-1-a - Inclui os materiais contendo, principalmente, fragmentos de pedra ou pedregulho, com ou sem material fino bem graduado, funcionando como aglutinante.

Subgrupo A-1-b - Inclui os materiais constituídos, principalmente, de areia grossa, com ou sem aglutinante de solo bem graduado.

Grupo A-2 - Este grupo inclui grande variedade de materiais que se situam entre os grupos A-1 e A-3 e também entre os materiais constituídos de mistura silte-argila dos grupos A-4, A-5, A-6 e A-7. Inclui todos os solos com 35% ou menos passando na peneira nº 200, mas que não podem ser classificados como A-1 ou A-3, devido ao teor de finos que contêm, ou a plasticidade, ou ambos excedendo os limites estabelecidos para os citados grupos.

Subgrupos A-2-4 e A-2-5 - Incluem solo contendo 35% ou menos, passando na peneira nº 200, com uma porção menor retida na peneira nº 40, possuindo as características dos grupos A-4 ou A-5. Estes grupos abrangem os materiais tais como pedregulho e areia grossa, em que o teor de silte e o índice de plasticidade ultrapassam os limites estabelecidos para o Grupo A-1, e ainda areia fina com silte não plástico excedendo os limites do Grupo A-3.

Subgrupos A-2-6 e A-2-7 - Incluem solos semelhantes aos descritos nos subgrupos A-2-4 e A-2-5, exceção feita da porção de finos que contem argila plástica com características dos grupos A-6 ou A-7. Os efeitos combinados dos índices de plasticidade maiores que 10 e percentagem passando na peneira nº 200, maiores que 15, estão refletidos nos valores dos índices do grupo de 0 a 4.

Grupo A-3 - O material típico deste grupo é areia fina de praia ou de deserto, sem silte ou argila, ou possuindo pequena quantidade de silte não plástico. O grupo inclui também misturas de areia fina mal graduada e quantidades limitadas de areia grossa e pedregulho depositados pelas correntes.

Grupo A-4 - O solo típico deste grupo é siltoso não plástico, ou moderadamente plástico, possuindo, geralmente, 5% ou mais passando na peneira nº 200. Inclui também misturas de solo fino siltoso com até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira nº 200. Os valores dos índices do grupo vão de 1 a 8, as percentagens crescentes de material grosso, dando origem a valores decrescentes para os índices de grupo.

Grupo A-5 - O solo típico deste grupo é semelhante ao que foi descrito no A-4, exceto que ele é, geralmente, de caráter diatomáceo ou micáceo, altamente elástico, conforme indica seu elevado limite de liquidez. Os valores dos índices do grupo vão de 1 a 12; esses valores crescentes revelam o efeito combinado do aumento dos limites de liquidez e das percentagens decrescentes de material grosso.

Grupo A-6 - O solo típico deste grupo é argiloso, plástico, tendo, geralmente, 75% ou mais de material passando na peneira n° 200. O grupo inclui também misturas de solos finos argilosos, podendo conter até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira n° 200. Os solos deste grupo comumente sofrem elevada mudança de volume entre os estados seco e úmido. Os valores dos índices do grupo vão de 1 a 16, esses valores crescentes mostram o efeito combinado do aumento dos índices de plasticidade e diminuição dos materiais grossos.

Grupo A-7 - O solo típico deste grupo é semelhante ao descrito no grupo A-6, com a diferença que possui as características de alto limite de liquidez do grupo A-5, podendo ainda ser elástico e estar sujeito a elevada mudança de volume. Os valores dos índices do grupo vão de 1 a 20; este aumento indica o efeito combinado de crescimento dos limites de liquidez e dos índices de plasticidade, bem como a diminuição dos materiais grossos.

Subgrupo A-7-5 - Encerra materiais com índice de plasticidade moderado em relação ao limite de liquidez, podendo ser altamente elástico e sujeito a elevadas mudanças de volume.

Subgrupo A-7-6 - Inclui materiais com elevados índices de plasticidade em relação aos limites de liquidez, estando sujeitos a elevadas mudanças de volume.

2.1.9.2 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

O SUCS baseia-se na identificação dos solos de acordo com as suas qualidades de textura e plasticidade, e grupa-os de acordo com seu comportamento quando usados em estradas, aeroportos, aterros e fundações.

Neste sistema, consideram-se as seguintes características dos solos:

- a) Percentagens de pedregulhos, areia e finos (fração que passa na peneira n° 200: silte e argila);
- b) Forma da curva granulométrica;
- c) Plasticidade e Compressibilidade.

As principais divisões são: solos de granulação grossa (mais de 50% em peso retido na peneira n° 200), solos de granulação fina (mais de 50% em peso passando na peneira n° 200) e solos altamente orgânicos (facilmente identificáveis pelo seu aspecto). O critério granulométrico empregado diverge do correspondente do TRB e da AASHTO.

Para a aplicação do SUCS fornece a Tabela 5, a seguir, os métodos de identificação de campo e de laboratório, e as características dos grupos de solos referentes a estradas e aeroportos.

As vantagens do emprego do SUCS estão no exercício da identificação de campo, na adoção de uma simbologia que diz da natureza do solo, e no valor prático das indicações que a classificação proporciona a vários ramos da engenharia de solos.

Tabela 5 - Sistema unificado de classificação de solos

SOLOS DE GRADUAÇÃO GROSSA: mais de 50% retido na peneira nº 200	Pedregulhos sem finos	Pedregulhos: 50% ou mais da fração graúda retida na peneira nº 4	GW	Pedregulhos bem graduados ou misturas de areia de ped.com pouco ou nenhum fino.	
			GP	Pedregulhos mau graduados ou misturas de areia e ped.com pouco ou nenhum fino.	
			GM	Pedregulhos siltosos ou misturas de ped.areia e silte.	
			GC	Pedregulhos argilosos, ou mistura de ped.areia e argila.	
	Areias sem finos	Areias: 50% ou mais da fração graúda passando na peneira nº 4	SW	Areias bem graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.	
			SP	Areias mau graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.	
	Areias com finos		SM	Areias siltosas - Misturas de areia e silte.	
			SC	Areias argilosas - Misturas de areia e argila.	
	SOLOS DE GRADUAÇÃO FINA: 50% ou mais passando pela peneira nº 200	SILTES e ARGILAS com LL ≤ 50		ML	Siltos inorgânicos - Areias muito finas - Areias finas siltosas e argilosas.
				CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade - Argilas pedregulhosas, arenosas e siltosas.
OL				Siltos orgânicos - Argilas siltosas orgânicas de baixa plasticidade.	
SILTES e ARGILAS com LL > 50			MH	Siltos - Areias finas ou siltos micáceos - Siltos elásticos.	
			CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade.	
			OH	Argilas orgânicas de alta e média plasticidade.	
Solos Altamente Orgânicos		PT	Turfas e outros solos altamente orgânicos.		

2.1.9.3 GRÁFICO DE PLASTICIDADE

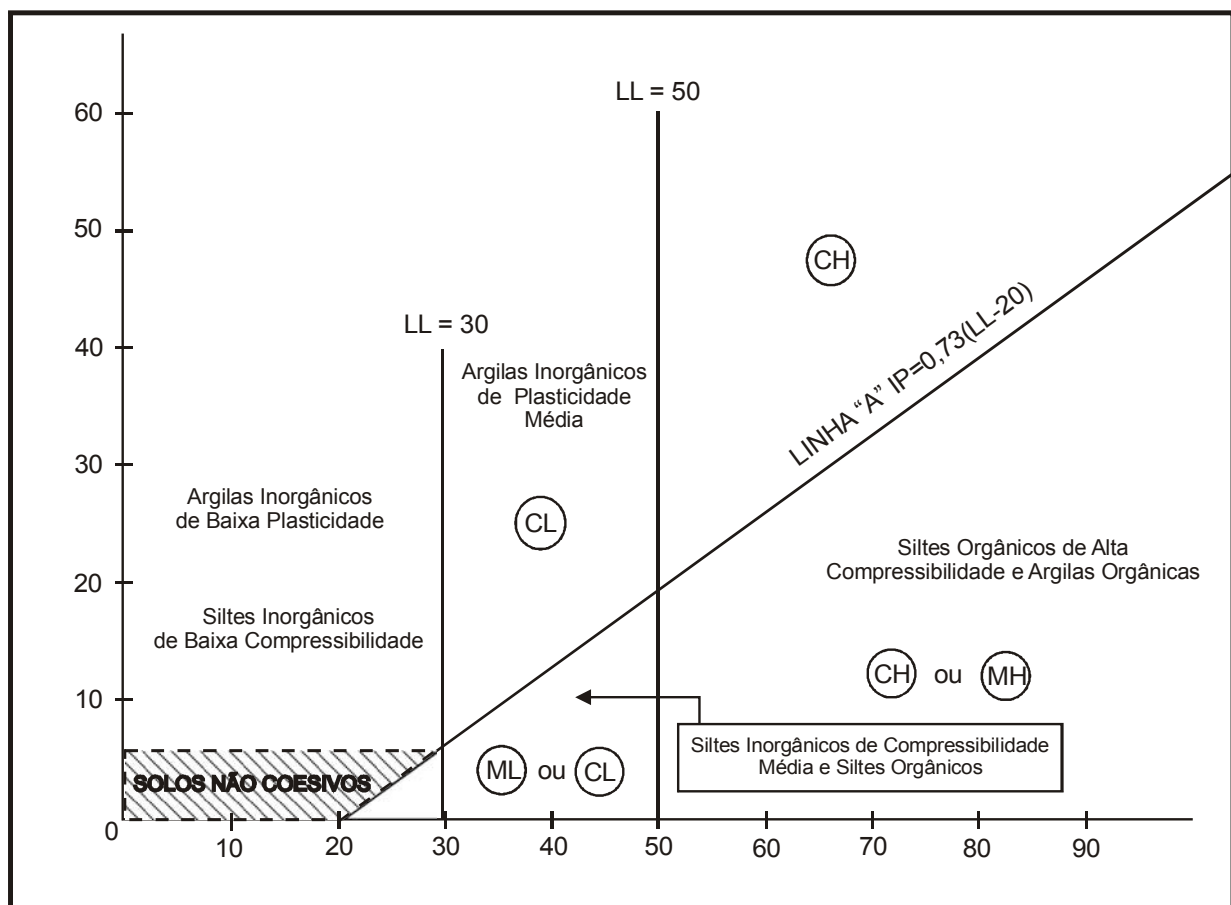
Idealizado pelo Prof. Artur Casagrande, e apresentado à Figura 17 abaixo, é um diagrama cartesiano com limite de liquidez (LL) em abcissas e o índice de plasticidade (IP) em ordenadas, onde traçadas duas linhas, uma reta inclinada, chamada linha "A", e a outra vertical com $LL = 50$. A linha "A" representa uma importante fronteira empírica entre as argilas tipicamente sem matéria orgânica (CL e CH), em geral acima dessa linha; os solos plásticos contendo colóides orgânicos (OL e OH) ou solos siltsos sem matéria orgânica (ML e MH). A linha vertical $LL = 50$ separa os siltes e argilas, com baixo LL (L), daqueles que têm LL alto (H).

Na parte inferior do gráfico, abaixo de $LL = 50$, com aproximadamente IP entre 4 e 7, há considerável superposição nas propriedades dos solos argilosos e dos siltsos. Por esse motivo, a linha "A" nessa zona transforma-se numa área, e os solos aí situados são classificados como limítrofes.

A experiência tem demonstrado que a compressibilidade é aproximadamente proporcional ao LL, e que os solos com o mesmo LL têm aproximadamente a mesma compressibilidade, supondo que os outros fatores sejam essencialmente os mesmos.

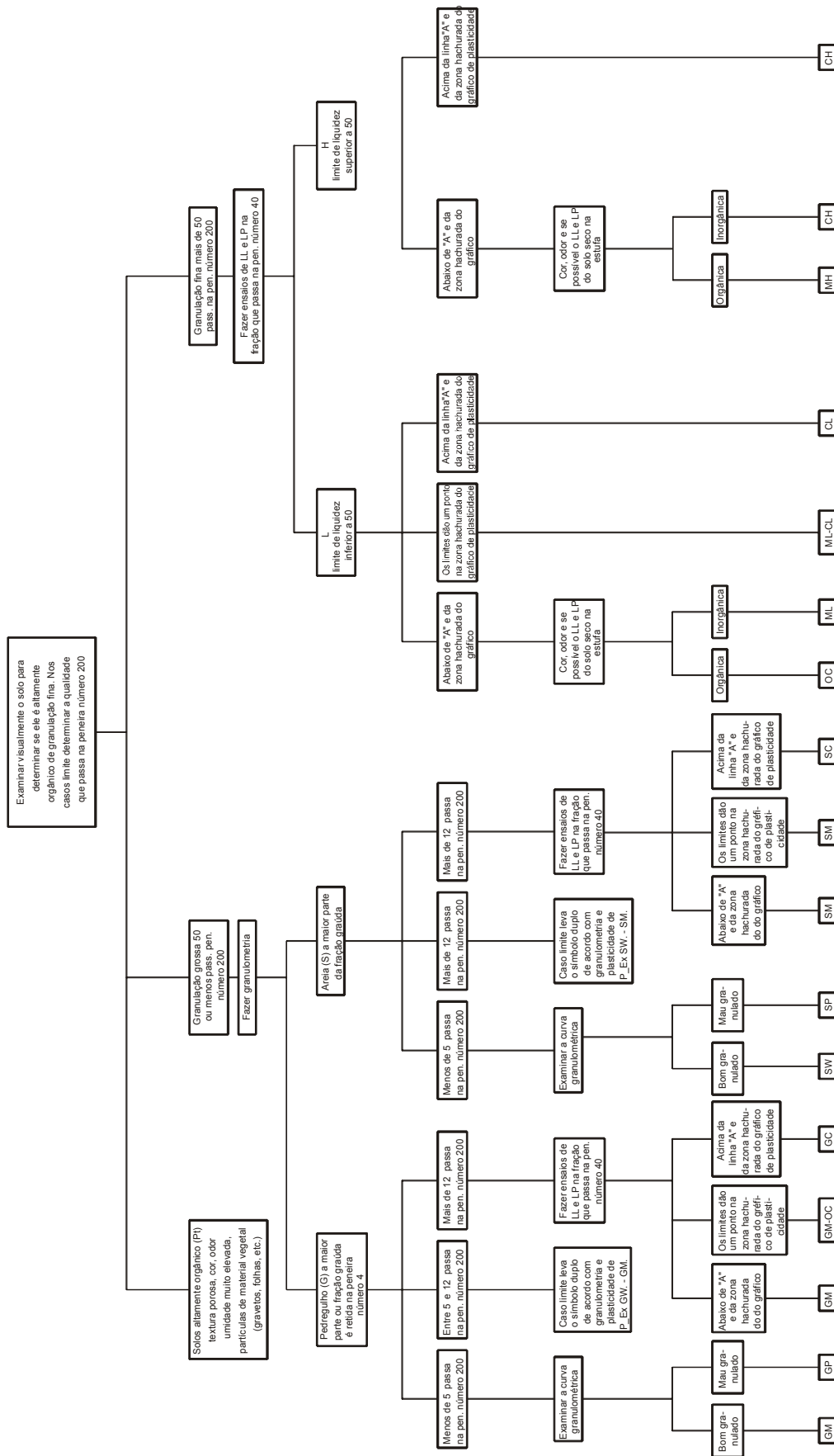
Verificou-se que nos solos com o mesmo LL, quando cresce o IP, crescem também as características coesivas e diminui a permeabilidade.

Figura 17 - Gráfico de plasticidade



A Figura 18 a seguir apresenta o método auxiliar para identificação da plasticidade em laboratório.

Figura 18 - Método auxiliar de identificação de plasticidade em laboratório



a) Terminologia básica para os vários componentes dos solos

Os nomes pedras, cascalho ou pedregulho (gravel), areia (sand) e finos - compreendendo silte (silt) e argila (clay) - são usados para definir a escala de granulometria no tamanho das partículas do solo, tendo sido adotados, arbitrariamente, os limites de tamanho, da Tabela 6 a seguir.

Tabela 6 - Escala granulométrica utilizada pelo SUCS

Pedras	acima de 3 polegadas (76 mm)
Cascalho grosso	entre 3" e 3/4" (76 e 19 mm)
Cascalho fino	entre 3/4" e a peneira nº 4 (19 e 4,76 mm)
Areia grossa	entre as peneiras n ^{OS} 4 e 10 (4,76 e 2 mm)
Areia média	entre as peneiras n ^{OS} 10 e 40 (2 e 0,43 mm)
Areia fina (limo ou mó)	entre as peneiras n ^{OS} 40 e 200 (0,42 e 0,075 mm)
Finos (silte e argila)	passando na peneira nº 200 (menor que 0,075 mm)

O silte e a argila distinguem-se pela baixa plasticidade do primeiro e pela alta plasticidade da segunda.

No gráfico de plasticidade da Figura 17, quando um ponto, tendo como coordenadas o LL e o IP do material fino, ficar abaixo da linha "A", ele será silte, caso contrário, será uma argila. Os limites da Atterberg (LL, LP e IP) determinam-se com o material que passa na peneira normal nº40. Essa definição pelo gráfico de plasticidade é válida para siltes, quer orgânicos; mas não é válida para as argilas orgânicas porque seus pontos representativos também se situam abaixo da linha "A".

No sistema unificado, como indica na Tabela 5, as três primeiras colunas mostram as maiores divisões da classificação, e os símbolos dos grupos que distinguem os tipos individuais de solos, de acordo com a terminologia mostrada nas Tabelas 7 e 8.

Tabela 7 - Terminologia usada no SUCS

Símbolos	Significado	
	inglês	português
G	gravel	cascalho (pedregulho)
S	sand	areia
C	clay	argila
W	well graded	bem graduado
P	poor graded	mal graduado
F	finos	finos (passando na peneira nº 200)
M	mo	mó ou limo (areia fina)
O	organic	matéria orgânica
L	low liquid limit	LL baixo
H	high liquid limit	LL alto
Pt	peat	turfa

Tabela 8 - Grupos de solos

Símbolos dos Grupos	Significados dos Símbolos dos Grupos de Solos
GW	Cascalho bem graduado, cascalho e areia sem muitos finos
GP	Cascalho mal graduado, cascalho e areia sem muitos finos
GM	Cascalho siltoso com areia
GC	Cascalho argiloso com areia
SW	Areia bem graduada, com cascalho e sem muitos finos
SP	Areia mal graduada, com cascalho e sem muitos finos
SM	Areia siltosa, mistura de areia e silte ou limo
SC	Areia argilosa, mistura de areia e argila
ML	Material siltoso e areias muito finas, pó-de-pedra, areias finas siltosas ou argilosas, ou siltes argilosos com baixa plasticidade
CL	Argilas magras, argilas de plasticidade baixa ou média, argilas com cascalho, areia ou silte
OL	Siltes orgânicos, argilosos ou não, com baixa plasticidade
MH	Siltes, limos, areia finas micáceas ou diatomáceas, solos siltosos, siltes elásticos
CH	Argilas gordas, de plasticidade média ou alta
OH	Argilas orgânicas de plasticidade média ou alta, siltes orgânicos
Pt	Turfa e outros solos altamente orgânicos

b) As Grandes Categorias de Solos

No sistema unificado, os solos são fundamentalmente divididos em:

- Solos de granulometria grossa;
- Solos de granulometria fina;
- Solos altamente orgânicos.

São considerados de granulometria grossa, os solos dos quais 50% ficam retidos na peneira normal nº 200; caso contrário, o solo será considerado de granulometria fina. Em geral os solos altamente orgânicos são identificados, com facilidade, pelo exame visual.

Os solos de granulometria grossa são cascalhos e solos contendo cascalho (símbolo G, de gravel), e areias e solos arenosos (símbolo S, de sand).

Os solos de granulometria fina se subdividem, de acordo com seu LL, em baixo (símbolo L, de low), quando for igual ou inferior a 50; e alto (símbolo H, de high), em caso contrário. Os solos altamente orgânicos não comportam subdivisões.

Os solos de granulometria grossa são considerados cascalhos (G), quando a maior parte da fração, retida na peneira normal nº 200, também é retida na peneira normal nº 4. Caso contrário, o solo é considerado arenoso (S).

Cada um dos grupos cascalho (G) e areia (S) subdivide-se nos seguintes quatro grupos secundários:

- Material bem graduado (well graded), com poucos finos ou sem finos (sem muito finos). Símbolo W, grupos GW e SW;

- Material mal graduado (poor graded), com poucos finos ou sem finos. Símbolo P, grupos GP e SP;
- Material de granulometria grossa com finos plásticos (clay, argila). Símbolo C, grupos GC e SC.

Os solos de granulometria fina são subdivididos em grupos, de acordo com o LL, baixo (low), símbolo L; ou alto (high), símbolo H. Esses subgrupos ainda são subdivididos em:

- Siltes ou limos sem matéria orgânica e solos arenosos muito finos; areias siltosas ou argilosas; solos micáceos e solos diatomáceos, silte elásticos. Símbolo M (de mó, limo ou silte), grupos ML e MH;
- Argilas (clay) sem matéria orgânica. Símbolo C, grupos CL e CH;
- Siltes e argilas contendo matéria orgânica. Símbolo O, grupos OL e OH.

c) Descrição dos Solos de Granulometria Grossa

- **Grupos GW e SW**

Esses grupos compreendem solos bem graduados, com cascalho, arenosos e sem muitos finos (menos de 5% passando na peneira 200). A presença de material fino não altera sensivelmente as características da fração grossa, e não interfere também nas características de drenagem. Se o solo contiver menos de 5% de finos com plasticidade, ele deverá ser submetido à identificação de laboratório. Nas regiões sujeitas a congelamento, o material não deve conter mais de 3% de solo com diâmetro menor que 0,02 mm.

- **Grupos GP e SP**

Solos mal graduados contendo cascalho e areia, sem muito finos (menos de 5% passando na peneira normal nº 200). Esses materiais podem ser classificados como cascalhos uniformes (também chamados macadames), areias uniformes, ou misturas não-uniformes de material muito grosso, e areia muito fina, faltando partículas com tamanho intermediário. O último subgrupo se obtém com frequência em cavas de empréstimos onde se misturam cascalho e areia proveniente de camadas diferentes. Se a fração fina for plástica, sua plasticidade deverá ser medida, e o solo será classificado de acordo com a identificação de laboratório.

- **Grupos GM e SM**

Compreendem cascalhos ou areias com maior quantidade de finos (mais de 12% passando na peneira 200). Os solos contendo entre 5% e 12% de finos passando na peneira 200 são considerados como limítrofes; são descritos em outros parágrafos mais adiante. O IP e o LL da fração desses solos que passa na peneira nº 40 devem identificar, no gráfico de plasticidade, mais adiante descrito, um ponto abaixo da linha "A". Alguns cascalhos e areias desses grupos podem conter um cimento natural de boa liga, sendo insignificantes as propriedades de expansão e de contração do material. A resistência desses materiais secos decorre de pequena quantidade de solo aglutinante, de cimentação de material calcário ou de óxido de ferro. Em outros materiais desses grupos GM e SM, a fração fina pode

ser silte ou pó-de-pedra quase sem plasticidade, e a mistura seca não tem resistência.

- **Grupos GC e SC**

Solos com cascalho, ou arenosos, com finos (mais de 12% passando na peneira 200) cuja plasticidade pode ser baixa ou alta. O IP e o LL devem identificar pontos acima da linha "A" no gráfico de plasticidade. Não importa se o material é bom ou mal graduado. A plasticidade da fração aglomerante influi mais no comportamento de solo do que sua composição granulométrica. Os finos são argilosos.

d) Descrição dos Solos de Granulometria Fina

- **Grupos ML e MH**

O símbolo M (de mó, limo) serve para indicar solos com predominância de silte o limo, solos micáceos e solos diatomáceos. Os símbolos L (de low, baixo) e H (de high, alto) representam LL baixo ou alto, sendo esses dois grupos separados por uma linha divisória arbitrária no $LL = 50$. Esses solos são siltes arenosos ou argilosos, sem matéria orgânica, com plasticidade relativamente baixa. Incluem solos do tipo loess e o pó-de-pedra. Os solos micáceos e diatomáceos, em geral no grupo MH, podem estender-se até o ML. O mesmo acontece com certas argilas caoliníticas ou ilíticas de plasticidade relativamente baixa.

- **Grupo CL e CH**

O símbolo C (de clay) significa argila, e os símbolos L (de low) e H (de high) significam, respectivamente, baixo e alto LL. São essencialmente argilas sem matéria orgânica. As de baixa plasticidade (CL) são em geral magras, arenosas ou siltosas. As com plasticidade média ou alta (CH) incluem argilas gordas, gumbos, massapês, algumas argilas vulcânicas e a betonita. As argilas do norte dos Estados Unidos também são classificadas nesses dois grupos.

- **Grupos OL e OH**

São caracterizados pela presença de matéria orgânica indicada pelo símbolo O. Os siltes e as argilas orgânicas fazem parte desses dois grupos. A faixa de plasticidade desses grupos corresponde à dos grupos ML e MH.

e) Descrição dos Solos Altamente Orgânicos

- **Grupo Pt (peat, turfa)**

São em geral muito compressíveis e têm características inadequadas para construção. Estão todos classificados no grupo Pt sem subdivisões, turfa, humos; solos pantanosos, com textura altamente orgânica, são típicos desse grupo. São componentes comuns nesses solos: pedaços de folhas, capim, gravetos e outras substâncias vegetais fibrosas.

2.1.9.4 CLASSIFICAÇÃO MCT (DNER - ME 254/97 , DNER - ME 256/94 , DNER - ME 258/94)

Este sistema classificatório foi desenvolvido, por Nogami e Villibor, com a finalidade básica de melhor caracterizar os solos tropicais. A técnica permite avaliar propriedades fundamentais dos solos associados à contração, permeabilidade, expansão, coeficiente de penetração d'água, coesão, capacidade de suporte e famílias de curvas de compactação, utilizando corpos-de-prova de dimensões reduzidas (50 x 50 mm).

Essa sistemática inicialmente desenvolvida foi simplificada com a introdução do ensaio de compactação desenvolvido por Parsons (1976), envolvendo a determinação do parâmetro MCV, que adaptado a corpos-de-provas miniaturas foi designado ensaio mini-MCV. Este ensaio permite determinar, dentre outras, uma propriedade empírica do solo (mini-MCV), que está associada a sua aptidão à compactação: indicação do teor de umidade e energia de compactação mais adequados, identificação dos solos problemáticos à compactação.

Para fins de classificação dos solos lateríticos ou saprolíticos, foi introduzido por aqueles pesquisadores um novo ensaio para avaliar o comportamento de corpos-de-prova obtidos no ensaio mini-MCV, após imersão em água e sob condições padronizadas, resultando como subproduto, uma nova sistemática classificatória de solos para fins rodoviários, denominada MCT - Miniatura Compactado Tropical.

A metodologia MCT permite retratar as peculiaridades dos solos quanto ao comportamento laterítico ou saprolítico, quantificando propriedades importantes para uso em serviços rodoviários. Considera duas classes distintas de solos, ou seja, de comportamento laterítico (L) e de comportamento não laterítico (N) e sete subclasses correspondentes, conforme Figura 19. A execução da metodologia MCT baseia-se resumidamente no seguinte procedimento:

- a) Compactação de cerca de 200 g de solo com diferentes umidades, em molde cilíndrico de 50 mm de diâmetro, para determinação de curvas de compactação ($y_s \times h$) em diferentes energias, ou número de golpes aplicados por soquete padronizado e curvas correlacionando a redução de altura do corpo-de-prova (Δh) em função do número de golpes aplicados;
- b) Perda por imersão (P_i) dada pela relação percentual entre as massas seca e úmida da parte primitivamente saliente desprendida por imersão, cerca de 1,0cm, do molde de compactação (Método DNER-ME 254/89).

Os resultados obtidos são associáveis ao valor mini-MCV definido pela expressão:

$$\text{MINI - MCV} = 10 \log N$$

em que:

N é o número de golpes a partir do qual o solo compactado não sofre redução sensível de altura ($\Delta h \leq 1 \text{ mm}$).

- c) Conforme Figura 19, determinam-se os parâmetros classificatórios C' , d' , P_1 e e' , onde:

C' é a inclinação da reta que passa pelo ponto de mini-MCV = 10, interpolada entre os trechos retos das curvas mais próximas;

d' é a inclinação, multiplicada por 10^3 , do ramo seco da curva de compactação correspondente a 10 golpes;

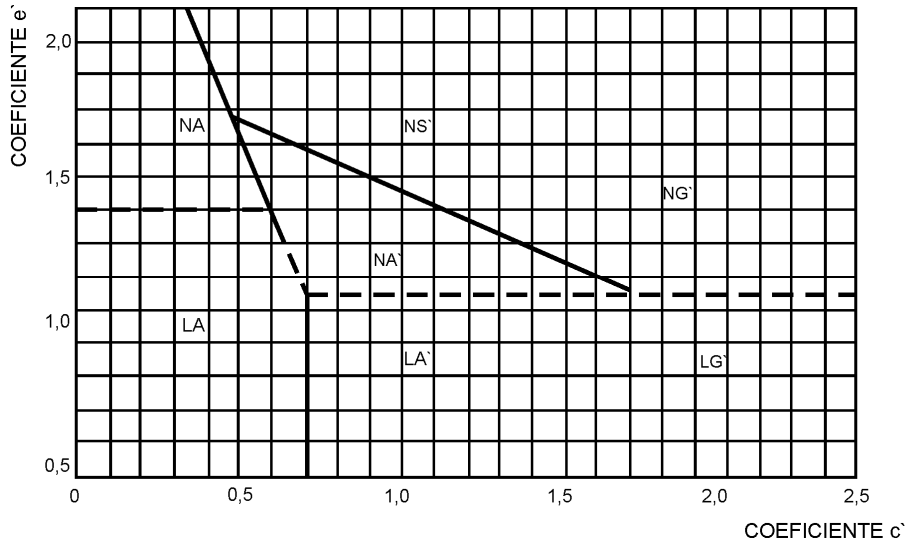
P_i é determinado para o mini-MCV = 10 e na curva que relaciona as pedras por imersão dos corpos-de-prova ensaiados e os mini-MCVs correspondentes, para $\Delta H = 2$ mm;

$$e' = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d'}}$$

d) Com os valores de e' e C' , o solo é classificado em subclasses (Figura 19);

A Tabela 9 apresenta as propriedades típicas dos solos, segundo os diferentes grupos classificatórios.

Figura 19 - Ábaco para classificação MCT



N - Solos de comportamento não laterítico

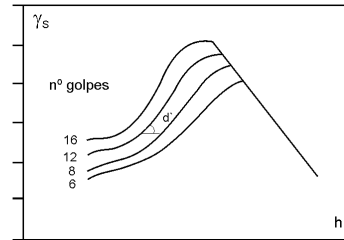
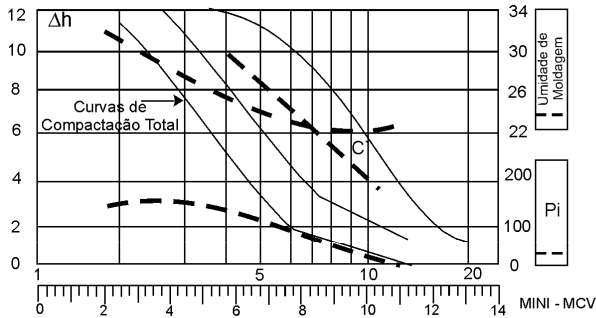
A - areias

L - Solos de comportamento laterítico

A' - arenosos

S' - siltosos

G' - argilosos



$$e' = \sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{Pi}{100}}$$

— ΔH x nº de golpes

- - - - Umidade de moldagem x MINI - MCV

- . - . - PI x MINI - MCV

Tabela 9 - Classificação MCT

CLASSES	N - SOLOS DE COMPORTAMENTO "NÃO LATERÍTICO"				L - SOLOS DE COMPORTAMENTO "LATERÍTICO"			
	NA AREIAS	NA' ARENOSOS	NS' SILTOSOS	NG' ARGILOSOS	LA AREIAS	LA' ARENOSOS	LG' ARGILOSOS	
GRUPOS	areias, areias siltosas, siltes (q)	areias siltosas, areias argilosas	silte (k, m), siltes arenosos e argilosos	argilas, argilas arenosas, argilas siltosas	areias com pouca argila	areias argilosas, argilas arenosas	argilas, argilas arenosas	
CAPACIDADE DE SUPORTE (2)	Muito alto > 30	Alto a médio	Médio a alto	Alto	Alto	Alto a muito alto	Alto	
	Alto 12-30							
	Média 4-12							
	Baixo < 4							
PERDA DE SUPORTE por imersão (%)	Alta > 70	Média a baixa	alta	alta	Baixa	Baixa	Baixa	
	Média 40-70							
EXPANSÃO (%)	Baixa < 40	Baixa	alta	alta e média	Baixa	Baixa	Baixa	
	Alta > 3							
CONTRAÇÃO (%)	Média 0,5-3	Baixa a Média	Média	alta e média	Baixa	Baixa a média	média a alta	
	Média 0,5-3							
PERMEABILIDADE log (k(cm/s))	Baixa < 0,5	Média a alta	Média a baixa	Baixa a média	Baixa	Baixa	baixa	
	Alta > (-3)							
	Média (-3) a (-6)							
	Baixo < (-6)							
PLASTICIDADE (%)	IP	Baixa a NP	Média a alta	Baixa	NP a baixa	Baixa a média	média a alta	
	> 30							
	jul/30							
PROPRIEDADES TÍPICAS DOS GRUPOS DOS SOLOS	Baixo < 7	Média a NP	Média a alta	alta	NP a baixa	Baixa a média	média a alta	
	< 30							

(1) q = quartzo, m = micas, k = caulinita;

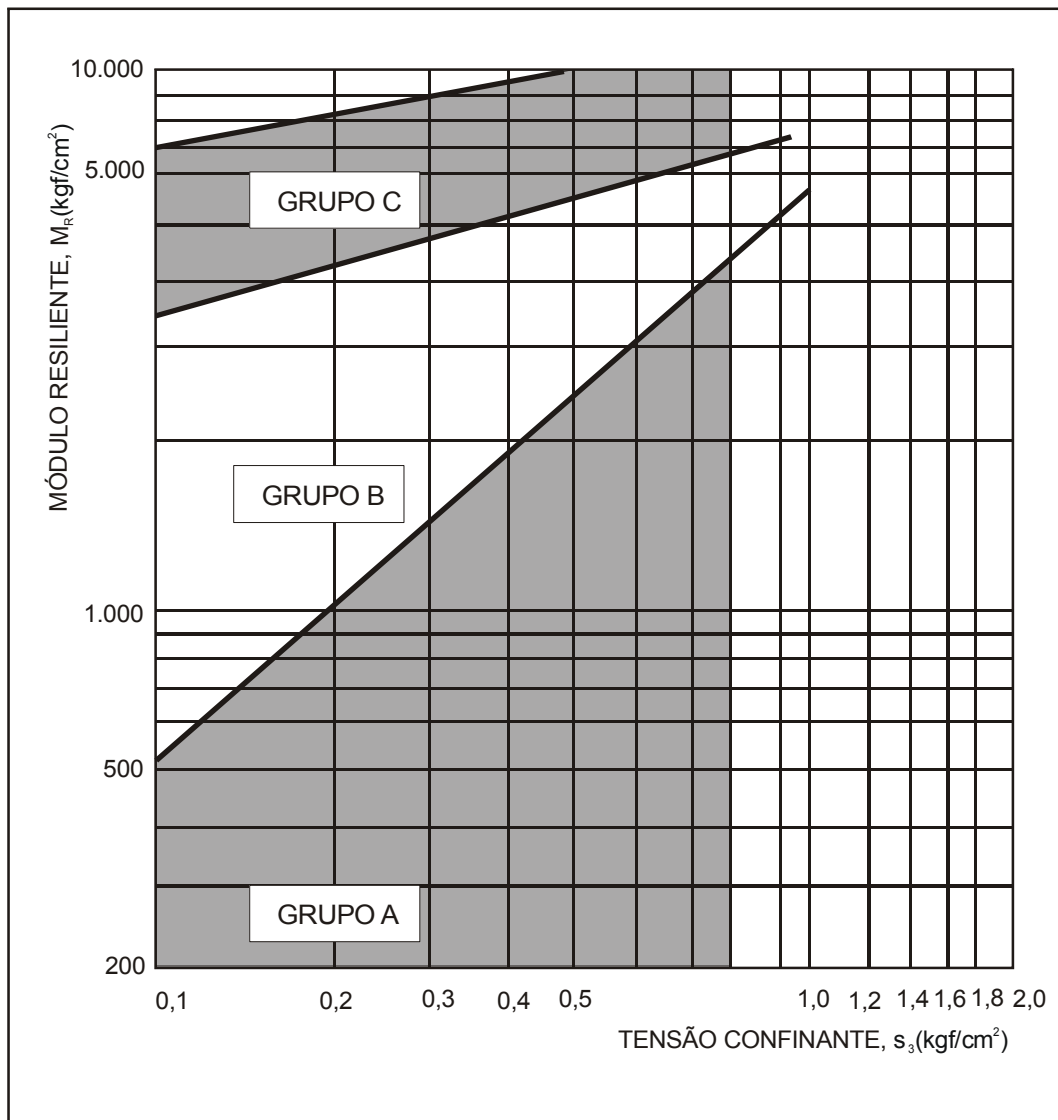
(2) Corpos-de-provas compactados na umidade ótima da energia "normal", com sobrecarga padrão quando pertinente, sem fração retida na peneira de 2mm de abertura.

2.1.9.5 CLASSIFICAÇÃO RESILIENTE

A partir dos estudos de Mecânica dos Pavimentos iniciados na COPPE/UFRJ em 1976, por Pinto e Preussler, sob a orientação de Medina, foi possível desenvolver uma classificação de solos baseada em suas propriedades resilientes, permitindo, assim, qualificá-los quanto ao comportamento mecânico em termos de deformabilidade elástica, conforme Figura 20 a seguir.

A Classificação fundamenta-se no conhecimento do módulo resiliente dos solos (M_R), determinado pelo DNER – ME 131/94).

Figura 20 - Classificação resiliente de solos granulares



a) Solos Granulares

Entende-se por solos granulares, para fins de classificação quanto à resiliência, aqueles que apresentam menos de 35% em peso de material passando na peneira nº 200 (0,075 mm).

A Figura 20 apresenta os grupos de solos A, B e C, que retratam o comportamento deles, definido pelo modelo:

$$M_R = K_1 \times \sigma_3^{K_2}$$

sendo K_1 e K_2 os parâmetros de resiliência determinados em ensaios triaxiais de carregamento repetido sob tensões de confinamento, σ_3 , e M_R o módulo de resiliência correspondente.

Grupo A - solos com grau de resiliência elevado - não deve ser empregado em estruturas de pavimentos e constituem subleitos de péssima qualidade.

Grupo B - solo com grau de resiliência intermediário - pode ser empregado em estrutura de pavimentos como base, sub-base e reforço do subleito, ficando seu comportamento dependente das seguintes condições:

$K_2 \leq 0,50$; bom comportamento;

$K_2 > 0,50$; comportamento dependente da espessura da camada e da qualidade do subleito.

Grupo C - solos com baixo grau de resiliência – pode ser usado em todas as camadas do pavimento, resultando em estruturas com baixas deflexões.

b) Solos Finos

Entende-se por solos finos, para fins de classificação quanto à resiliência, aqueles que apresentam mais de 35% em peso de material passando na peneira nº 200 (0,075 mm).

A Figura 21 apresenta os grupos de solos Tipo I, Tipo II e Tipo III, que retratam o comportamento dos mesmos, definido pelo modelo:

$$M_R = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d) \text{ para } \sigma_d < K_1$$

$$M_R = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1) \text{ para } \sigma_d > K_1$$

sendo K_1 , K_2 , K_3 e K_4 , os parâmetros de resiliência determinados em ensaios triaxiais de carregamento repetido sob tensões-desvio, σ_d , e M_R o módulo de resiliência correspondente.

Solo Tipo I - solo de bom comportamento quanto à resiliência como subleito e reforço do subleito, podendo ser utilizado também como camada de sub-base.

Solo Tipo II - solo de comportamento regular quanto à resiliência como subleito e reforço do subleito.

Solo Tipo III - solo de comportamento ruim quanto à resiliência. É vedado seu emprego em camadas do pavimento. Para o subleito, requerendo cuidados e estudos especiais.

Na impossibilidade de determinar os valores de M_R , pode-se estimar a Classificação indiretamente, a partir da percentagem de silte na fração que passa na peneira nº 200, S% e do CBR(Tabela 10).

Tabela 10 - Classificação dos solos finos (Método indireto)

CBR	S%		
	≤ 35	35 - 65	≥ 65
≤5	III	III	III
6 - 9	II	II	III
≥10	I	II	III

Solo Tipo I: $MR = 4874 \sigma_d - 1,129$

Solo Tipo II: $MR = 1286 \sigma_d - 0,5478$

Solo Tipo III: $MR = 530 \text{ kgf/cm}^2$

2.1.9.6 ANÁLISE DAS CLASSIFICAÇÕES

De acordo com T. K. Liu, a classificação unificada dos solos é mais apropriada a uma descrição de solos com finalidade gerais, enquanto a classificação TRB se adapta melhor à avaliação do suporte destes materiais.

Nas Tabelas 11 e 12 são mostradas as possíveis interrelações entre os sistemas de Classificação do TRB e SUCS, enquanto que nos Tabelas 13 e 14 aparecem faixas de valores mais comuns de CBR [Liu].

Figura 21 - Classificação resiliente de solos finos

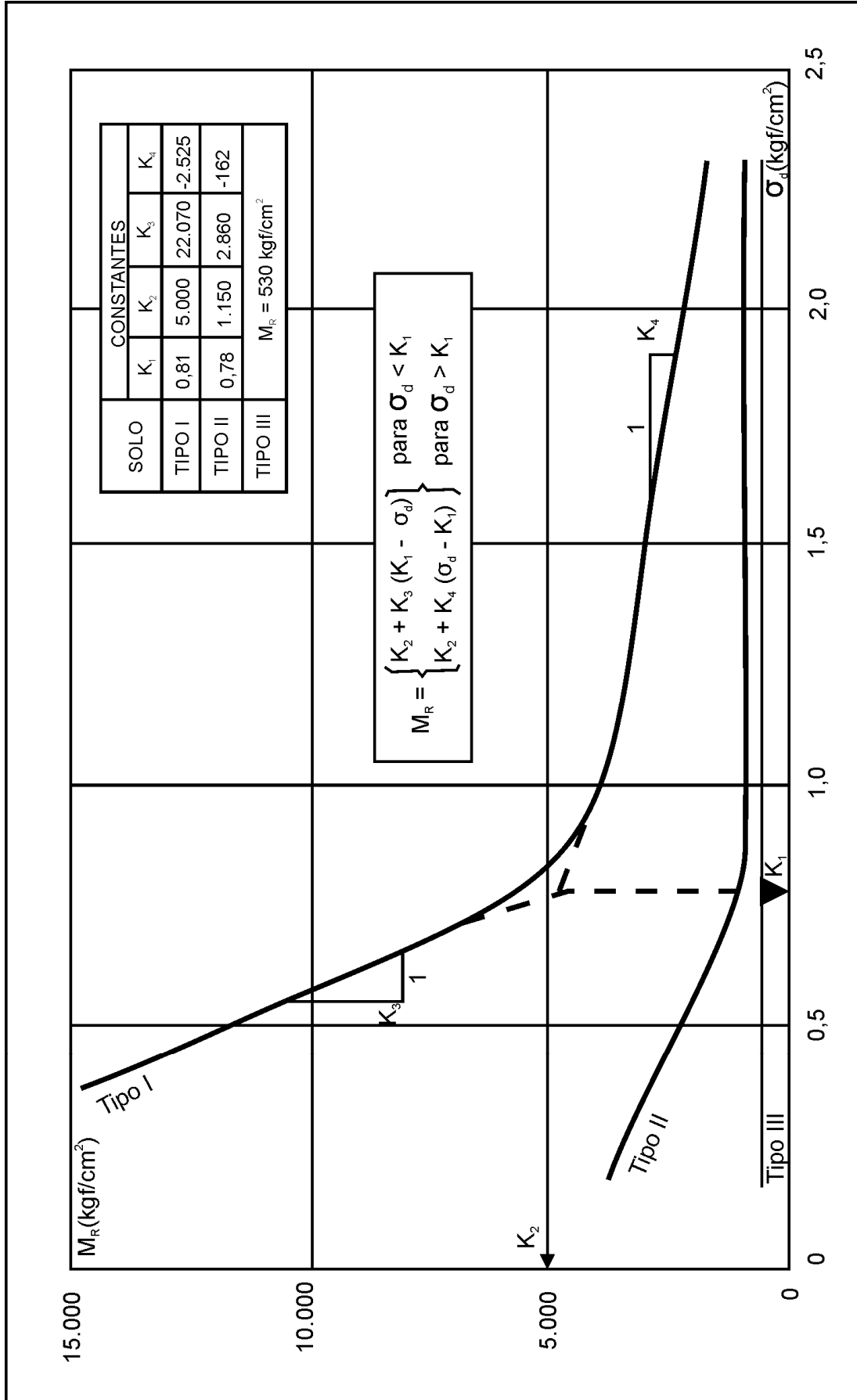


Tabela 11 - Interrelações entre a classificação TRB e a unificada

Classificação TRB	Classificação Unificada		
	Mais provável	Possível	Possível, mas improvável
A-1-a	GW - GP	SW - SP	GM - SM
A-1-b	SW - SP - GM - SM	GP	—
A-3	SP	—	SW - GP
A-2-4	GM - SM	GC - SC	GW - GP - SW - SP
A-2-5	GM - SM	—	GW - GP - SW - SP
A-2-6	GC - SC	GM - SM	GW - GP - SW - SP
A-2-7	GM - GC - SM - SC	—	GW - GP - SW - SP
A-4	ML - OL	CL - SM - SC	GM - GC
A-5	OH - MH - ML - OL	—	SM - GM
A-6	CL	ML - OL - SC	GC - SM - GC - SC
A-7-5	OH - MH	ML - OL - CH	GM - SM - GC - SC
A-7-6	CH - CL	ML - OL - SC	OH - MH - GC - GM - SM

Tabela 12 - Interrelações entre a classificação unificada e TRB

SUCS	TRB		
	Mais provável	Possível	Possível, mas improvável
GW	A-1-a		A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
GP	A-1-a	A-1-b	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
GM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6	A-4, A-5, A-6, A-7, A-7-6, A-1-a
GC	A-2-6, A-2	A-2-4, A-6	A-4, A-7-6, A-7-5
SW	A-1-b	A-1-a	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
SP	A-3, A-1-b	A-1-a	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
SM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6, A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
SC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6, A-4, A-7-6	A-7-5
ML	A-4, A-5	A-6, A-7-5	—
CL	A-6, A-7-6	A-6, A-7-5, A-4	—
OL	A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6	—
CH	A-7-6	A-7-5	—
OH	A-7-5, A-5	—	A-7-6
PT	—	—	—

Tabela 13 - Valores prováveis de CBR para os grupos de SUCS

Solos	CBR
GW	40 a mais de 80
GP	30 a mais de 60
GM	20 a mais de 60
GC e SW	20 a 40
SP e SM	10 a 40
SC	5 a 20
ML, CL, CH	15 a menos de 2
MH	10 a menos de 2
OL, OH	5 a menos de 2

Tabela 14 - Valores prováveis de CBR para os grupos da classificação TRB

Solos	CBR
A-1-a	40 a mais de 80
A-1-b	20 a mais de 80
A-2-4 e A-2-5	25 a mais de 80
A-2-6 e A-2-7	12 a 30
A-3	15 a 40
A-4	4 a 25
A-5	menos de 2 a 10
A-6 e A-7	menos de 2 a 15

A partir de pesquisa conduzida pelo IPR/DNER sobre solos tropicais quando analisou-se um total de 355 amostras de solos, observou-se a seguinte correlação entre as classificações MCT e a resiliente (Tabela 15).

Tabela 15 - Interrelação entre a classificação MCT e a resiliente

MCT	Resiliente	Predominância	Comportamento
NA	III	III	grau de resiliência alto
LA	III	III	grau de resiliência alto
NA'	II - III	II	grau de resiliência médio e alto
NS'	II - III	II	grau de resiliência médio a alto
NG'	II - I	II	grau de resiliência médio a baixo
LA'	II - I	II - I	grau de resiliência médio a baixo
LG'	I - II	I	grau de resiliência baixo

Estudos realizados por Nogami e Villibor, bem como os resultados obtidos nos trabalhos já mencionados, mostram dificuldades em se associar as classificações TRB, SUCS e MCT. Verifica-se que as diferenças de propriedades que caracterizam os solos lateríticos e saprolíticos, retratados na classificação MCT, não se refletem no gráfico de plasticidade ou no grupo das classificações tradicionais. Quanto à classificação resiliente para solos finos, a consideração do valor CBR e a relação silte-argila, não levadas em conta nas classificações tradicionais, dificultam uma análise comparativa. Portanto, solos do tipo A-7 ou A-6 podem ser classificados em qualquer tipo quanto à resiliência dependendo do seu valor CBR. Esta mesma consideração se reflete no SUCS.

Os estudos indicam uma pequena correlação entre as classificações MCT e Resiliente. Este fato também ocorre entre estas classificações e as norte-americanas (TRB e SUCS).

Em função de suas diferentes características granulométricas, os solos tendem a apresentar comportamento mecânico (resposta às cargas aplicadas) variado. Assim, os solos granulares teriam resistência à penetração elevada, devido ao atrito intergranular e ao entrosamento de partículas. Ao mesmo tempo, sua deformabilidade elástica tende a ser elevada, pois as partículas têm liberdade suficiente para rolar uma sobre as outras, devido à baixa coesão e pequena influência das forças de campo em relação aos pesos das partículas. Já nos solos finos coesivos, a resistência à penetração tende a ser baixa, pois as partículas são plaquetas com baixo grau de entrosamento, e sua deformidade elástica tende a ser baixa, devido aos campos eletromagnéticos que existem entre as partículas, os quais se opõem a seus deslocamentos relativos, tendo importância devido ao pequeno peso das partículas.

Em vista desses aspectos, pode-se esperar que a relação M_R / CBR para os solos finos coesivos seja mais elevada que no caso dos solos granulares, uma vez que o módulo de resiliência mede a deformabilidade elástica do solo, enquanto o CBR se relaciona com a resistência do solo saturado.

Uma outra diferença se refere à variação do módulo de resiliência com o estado de tensões. Os campos eletromagnéticos entre as partículas dos solos finos coesivos são vencidos por deformações cisalhantes. Assim, o módulo desses solos devem variar com a tensão-desvio, γd . Da mesma forma, com o aumento das deformações volumétricas, aumenta o atrito entre as partículas nos solos granulares, explicando o aumento de M_R com γ , já nos solos lateríticos, a cimentação das partículas produzida pela laterização tem o efeito de reduzir a dependência de M_R com estado de tensões. Ao mesmo tempo, o próprio valor do módulo tende a aumentar, juntamente com a resistência. Dessa forma, se M_R crescer bem mais que o CBR, a relação M_R /CBR aumentará.

Em vista dessas considerações, a relação M_R /CBR pode ser um parâmetro bem mais indicativo da natureza dos solos que o valor de M_R ou do CBR isoladamente, sendo mais capaz de diferenciar grupos ou tipos de solos existentes.

Agrupando-se os pontos no ábaco da classificação MCT, obtêm-se os resultados mostrados na Figura 20, que indica relações características para cada região delimitada.

Investigando os parâmetros que afetariam a relação M_R/CBR foi possível identificar três regiões distintas com características mostradas na Figura 20. Estes grupos foram designados pelas letras:

G - solos de comportamento granular

I - solos de comportamento intermediário

C - solos de comportamento coesivo

A relação M_R/CBR média de todos os solos analisados, é de 100, que coincide com a relação de Heukelom & Klomp. A dispersão, contudo, é muito grande, sendo recomendável considerar-se os resultados da classificação mostradas nas Figuras 22 e 23.

Foram identificados três grupos de solos com relação à razão M_R/CBR , tendo como parâmetro diferenciador a relação entre o CBR e a percentagem total de argila.

A Tabela 16 resume os valores da relação módulo - CBR para cada um dos grupos de solos identificados.

Tabela 16 - Relação módulo - CBR

Grupo	CBR/ (% argila)	M_R/CBR
G	maior que 0,474	40
I	entre 0,202 e 0,474	120
C	menor que 0,202	440
SAF*	—	700

* Solo Arenoso Fino

Figura 22 - Variação da relação módulo - CBR com a classificação MCT

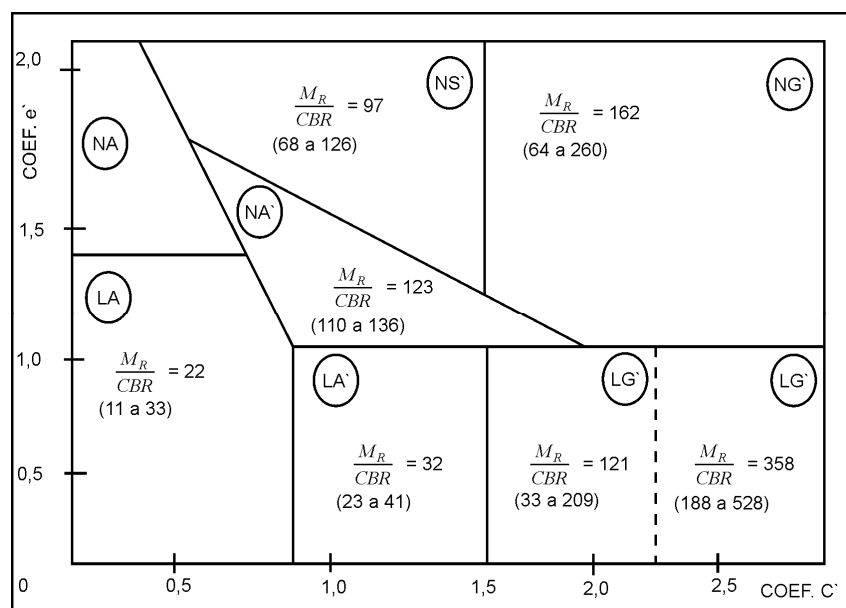
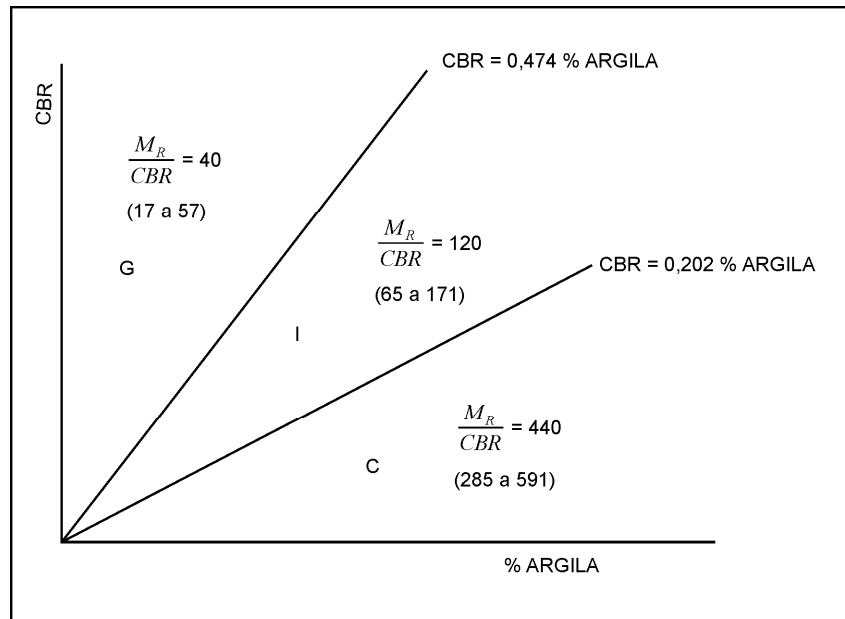


Figura 23 - Gráfico CBR versus porcentagem de argila



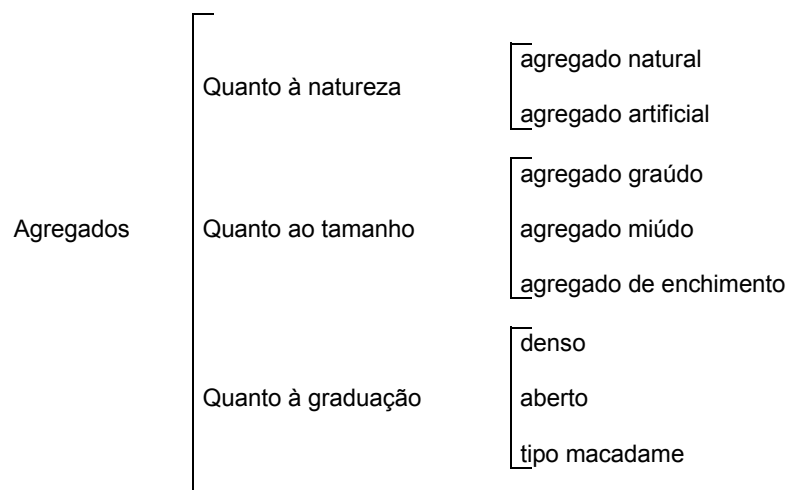
2.2 MATERIAIS PÉTREOS

2.2.1 DEFINIÇÃO

Os materiais pétreos usados em pavimentação, normalmente conhecidos sob a denominação genérica de agregados, podem ser naturais ou artificiais. Os primeiros, são aqueles utilizados como se encontram na natureza, como o pedregulho, os seixos rolados, etc., ao passo que os segundos compreendem os que necessitam uma transformação física e química do material natural para sua utilização, como a escória e a argila expandida.

2.2.2 CLASSIFICAÇÃO

Os agregados usados em pavimentação podem ser classificados segundo a natureza, tamanho e distribuição dos grãos.



Quanto à natureza das partículas:

- a) Agregados naturais são constituídos de grãos oriundos da alteração das rochas pelos processos de intemperismo ou produzidos por processos de britagem: pedregulhos, seixos, britas, areias, etc.
- b) Agregados artificiais são aqueles em que os grãos são produtos ou subprodutos de processo industrial por transformação física e química do material: escória de alto forno, argila calcinada, argila expandida.

Quanto ao tamanho individual dos grãos:

- a) Agregado graúdo é o material retido na peneira nº 10 (2,0 mm): britas, cascalhos, seixos, etc.
- b) Agregado miúdo é o material que passa na peneira nº 10 (2,0 mm) e fica retido na peneira nº 200 (0,075 mm): pó-de-pedra, areia, etc.
- c) Agregado de enchimento ou material de enchimento (filler) é o que passa pelo menos 65 % na peneira nº 200 (0,075 mm): cal extinta, cimento Portland, pó de chaminé, etc.

Os agregados graúdos, miúdos e material de enchimento são não-plásticos e inertes em relação aos demais componentes de uma mistura de agregados.

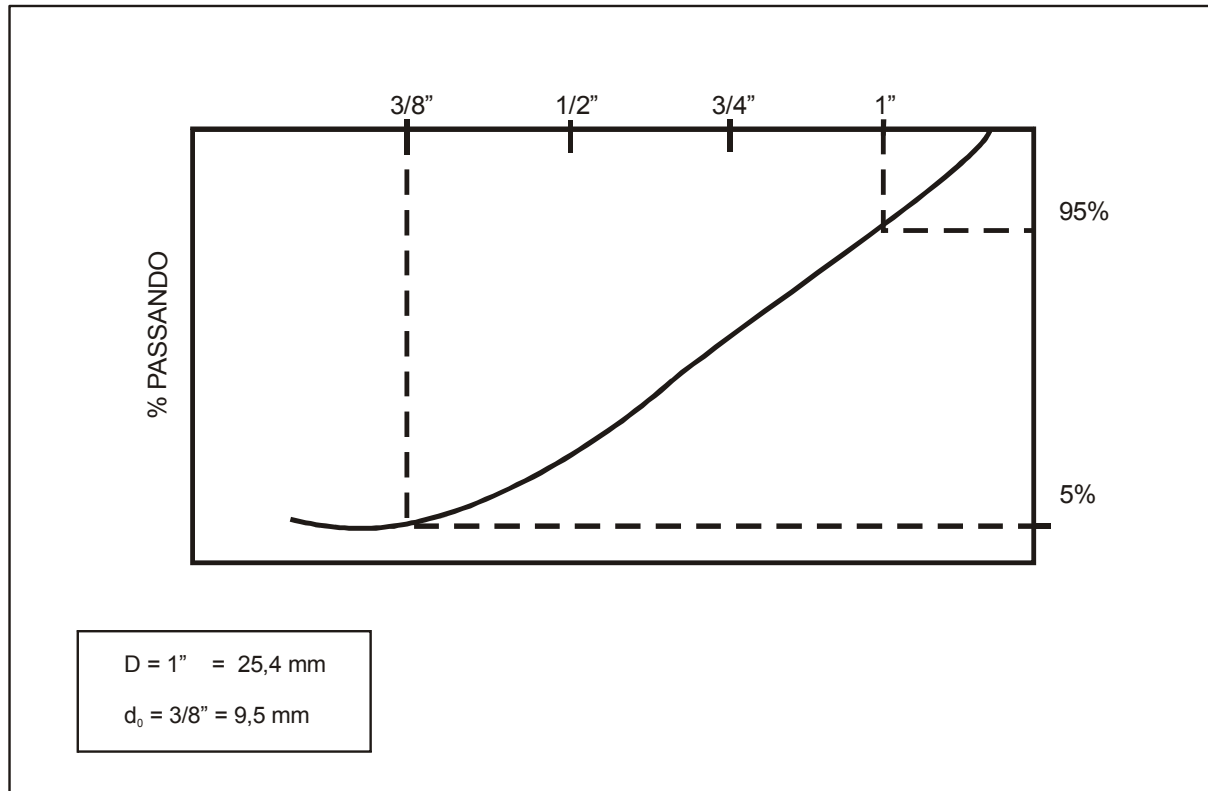
Quanto à distribuição ou graduação dos grãos:

- a) Agregado de graduação densa é aquele que apresenta uma curva granulométrica de material bem graduado e contínua, com quantidade de material fino, suficiente para preencher os vazios entre as partículas maiores.
- b) Agregado de graduação aberta é aquele que apresenta uma curva granulométrica de material bem graduado e contínua, com insuficiência de material fino, para preencher os vazios entre as partículas maiores.
- c) Agregado tipo macadame é aquele que possui partículas de um único tamanho, o chamado "one size aggregate". Trata-se, portanto, de um agregado de granulometria uniforme onde o diâmetro máximo é, aproximadamente, o dobro do diâmetro mínimo.

O diâmetro máximo de um agregado é a abertura da malha da menor peneira na qual passam, no mínimo, 95 %, do material. O diâmetro mínimo é a abertura da malha da maior peneira na qual passam, no máximo, 5 % do material.

A Figura 24 a seguir apresenta a curva granulométrica dos agregados.

Figura 24 - Curva de granulometria de agregados



Existem equações que permitem determinar, sob o ponto de vista granulométrico, qual a classificação de um agregado. Uma delas é a seguinte:

$$P = 100 \left(\frac{d - d_0}{D - d_0} \right)^n$$

em que:

D - diâmetro máximo

d_0 - diâmetro mínimo

P - percentagem, em peso, que passa na peneira de diâmetro d

n - constante

Dessa forma, tem-se a seguinte classificação:

- Agregado de graduação densa: $0,35 < n < 0,55$
- Agregado de graduação aberta: $0,55 < n < 0,75$
- Agregado tipo macadame: $D \cong 2d \quad n \cong 1,0$

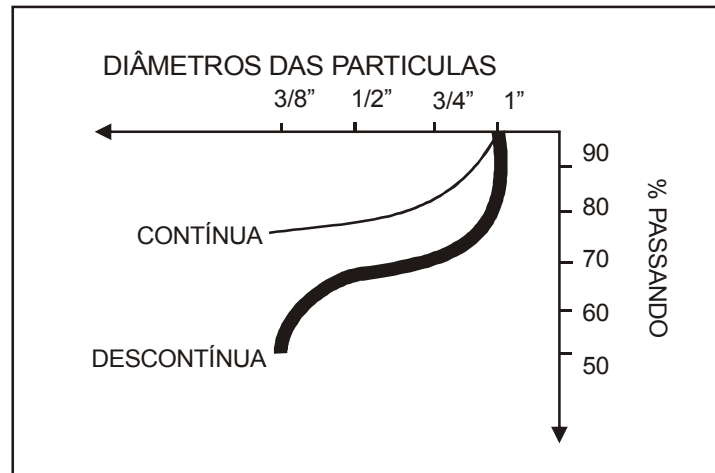
A equação anterior, para $n = 0,50$ e $d_0 \cong 0$ é chamada equação de Füller:

$$P = 100 \sqrt{\frac{d}{D}}$$

Quanto à continuidade da curva de distribuição granulométrica (Figura 25) os agregados podem ser classificados em agregados de granulometria contínua e de granulometria descontínua. O de granulometria contínua apresenta todas as frações em sua curva de

distribuição granulométrica sem mudanças de curvatura. O de granulometria descontínua apresenta ausência de uma ou mais frações, em sua curva de distribuição granulométrica, dando formação de patamares, caracterizando-se pela mudança de curvatura da curva granulométrica, ou seja, por pontos de inflexão.

Figura 25 - Curva de Distribuição Granulométrica



Os agregados necessitam muitas vezes de uma operação de aperfeiçoamento para sua utilização, como a pedra britada e o pó-de-pedra. Daí as seguintes definições serem consideradas:

Pedra afeiçãoada: é a pedra bruta trabalhada para determinados fins específicos, tais como: pedra para paralelepípedos, para meios-fios, etc.

Pedra marroada: é a pedra bruta fragmentada por meio de marrão e com dimensões tais que possa ser manuseada.

Pedra não marroada: é uma porção de rocha não trabalhada, ou seja, rocha bruta.

Brita: é o material resultante da britagem de pedra, escória de alto forno, etc.

Brita classificada ou graduada: é a brita obedecendo a determinados limites de diâmetro. Às vezes, para fins práticos, essa brita é numerada de acordo com o seu diâmetro máximo.

Brita corrida: é o resultante da britagem, sem haver qualquer processo de separação granulométrica.

Pedrisco: é o material proveniente de britagem da pedra e com diâmetro compreendido entre 6,4 mm e 2,0 mm.

Pó-de-pedra: é o produto da britagem, com diâmetro das partículas menores que 2,0 mm.

2.2.3 CARACTERÍSTICAS TECNOLÓGICAS

2.2.3.1 CONCEITUAÇÃO

As características tecnológicas de um agregado servem para assegurar uma fácil distinção de materiais, de modo a se poder comprovar sua uniformidade, bem como a

escolha de um material que resista, de forma adequada, as cargas que o pavimento irá suportar.

As características dos agregados que devem ser levadas em conta nos serviços de pavimentação, são as seguintes:

- a) Granulometria
- b) Forma
- c) Absorção de água
- d) Resistência ao choque e ao desgaste
- e) Durabilidade
- f) Limpeza
- g) Adesividade
- h) Massa específica aparente
- i) Densidade real e aparente do grão

A granulometria do agregado, representada pela curva de distribuição granulométrica, é uma das características que asseguram estabilidade aos pavimentos, em consequência do maior atrito interno obtido por entrosamento das partículas, desde a mais graúda à partícula mais fina.

Entre nós, a forma predominante entre os grãos de um agregado é avaliada por um índice, denominado Índice de Forma, cuja determinação se faz por meio de ensaio específico, normalizado pelo DNER. Na construção de revestimentos asfálticos do tipo tratamento superficial é importante que a maioria dos agregados empregados tenham a forma cúbica. No caso de revestimento por mistura admite-se agregados com formas lamelares ou alongadas.

A porosidade do agregado é avaliada por intermédio de ensaios de absorção de água. Indica a quantidade de água que um agregado é capaz de absorver. É determinada em função da diferença de pesos, expressos em percentagem, observados em uma amostra que, inicialmente é mergulhada em água por 24 horas e depois seca em estufa a 100 °C - 110 °C, até constância de peso.

A resistência ao choque e ao desgaste está associada à ação do tráfego ou aos movimentos recíprocos das diversas partículas. A resistência ao choque é avaliada pelo ensaio Treton e a resistência ao desgaste pelo ensaio Los Angeles, ambos normalizados pelo DNER.

A durabilidade do agregado está relacionada a resistência ao intemperismo. É avaliada por meio de um ensaio em que o agregado é submetido ao ataque de uma solução padronizada de sulfatos de sódio ou de magnésio. Esse ensaio é descrito com detalhes nos métodos de ensaios do DNER. Por outro lado, os agregados para serem usados na pavimentação betuminosa devem ser isentos de substâncias nocivas, tais como argila, matéria orgânica, etc, caracterizando, assim, a limpeza do agregado.

Uma das qualidades essenciais a se exigir de um agregado a ser usado em revestimentos asfálticos é que tenha boa adesividade, isto é, não haja possibilidade de deslocamento da

película betuminosa pela ação de água. Em geral, os agregados básicos ou hidrofílicos (calcários, basaltos) têm maior adesividade do que os ácidos ou hidrofóbicos (granitos, gnaisses). Existem vários procedimentos para avaliar essa característica dos agregados, alguns dos quais normalizados no meio rodoviário. A adesividade satisfatória pode ser conseguida mediante o emprego de pequenas percentagens de substâncias melhoradoras de adesividade. Esses corretivos de adesividade podem dividir-se em dois grandes grupos: os sólidos (cal extinta, pó calcário, cimento Portland) e os líquidos (alcatrão e dopes). Os mais largamente utilizados são os dopes de adesividade devido a sua eficiência e facilidade de aplicação no campo. São produtos líquidos ou pastosos, à base de aminas terciários e quartenários, facilmente miscíveis no cimento asfáltico. Os dopes são utilizados normalmente na proporção de 0,5 % para 99,5 % de cimento asfáltico. Muitas vezes o asfalto dopado não apresenta boa adesividade ao agregado devido a um dos seguintes fatores: quantidade do dope inferior à necessária, má qualidade do dope, falta de homogeneização do dope no asfalto. Existem métodos para testar a eficiência do dope.

A massa específica aparente de um agregado é necessária para transformação de unidades gravimétricas em volumétricas e vice-versa, muito em uso nos serviços de pavimentação. Sua determinação é preconizada por métodos normalizados pela ABNT e pelo DNER. A massa específica do grão identifica o material, a partir do qual se obteve o agregado.

2.3 MATERIAIS DIVERSOS

Neste Item são apresentados os materiais de uso mais freqüente em pavimentação e que não se enquadram nas Seções anteriormente apresentadas. Assim, serão feitas aqui referências a estes materiais, algumas mais aprofundadas, outras mais superficiais, conforme estejam mais ou menos desenvolvidos os estudos com relação a eles e suas aplicações.

2.3.1 AGLOMERANTES HIDRÁULICOS

Chamam-se aglomerantes hidráulicos as substâncias cuja propriedade principal é de, por ação da água em proporções e condições adequadas, apresentarem os fenômenos de pega e endurecimento.

Dentre os aglomerantes hidráulicos, citam-se aqueles de uso mais comum em pavimentação, justificando, pois, sem inclusão citação neste Manual. São eles: Cal Hidráulica, Cimento Portland.

2.3.1.1 CAL HIDRÁULICA

2.3.1.1.1 DEFINIÇÃO

Cal Hidráulica é o aglomerante que resulta da calcinação e posterior pulverização por processos de imersão ou suspensão em água, de calcários argilosos a uma temperatura inferior à da fabricação dos cimentos.

Em função de sua composição química, a cal hidráulica é definida pelo índice de hidraulicidade de VICAT (I) ou pelo módulo de hidraulicidade (M), que são dados pelas relações que se seguem, em que se consideram as percentagens em peso de seus elementos constituintes:

$$I = \frac{SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 + Fe_2O_3}{CaO + MgO}$$

$$M = \frac{CaO + MgO}{SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3}$$

O tempo de pega, não só das cales mas dos aglomerantes hidráulicos em geral, é função do índice de hidraulicidade: quanto maior o índice de hidraulicidade I, tanto mais rápida a pega da cal, ou do aglomerante.

2.3.1.1.2 MATÉRIAS-PRIMAS E FABRICAÇÃO

As matérias-primas para a fabricação das cales hidráulicas são os calcários impuros: com 20% - 30% de argila e 70% - 80% de calcário (CaCO₃).

A fabricação da cal hidráulica é realizada nos mesmos tipos de fornos empregados para a obtenção de cal aérea, que tanto podem ser intermitentes como contínuos.

2.3.1.1.3 ESPECIFICAÇÕES

A "American Society for Testing Materials" (ASTM), em sua designação C 141-67, atualizada em 1978, estabelece as seguintes especificações para os tipos definidos de cal hidráulica:

Cal hidráulica de alto teor em cálcio - cal que não contém mais de 5% de óxido de magnésio (da porção não volátil).

Cal hidráulica magnesianas - cal que contém mais de 5% de óxido de magnésio (da porção não volátil).

a) Composição química: a cal hidráulica, conforme sua composição química calculada com base nos não-voláteis, deve ser enquadrada nas seguintes especificações (Tabela 17):

Tabela 17 - Parâmetros de composição de cal hidráulica

Componentes	Máx %	Mín %
Óxido de cálcio e óxido de magnésio (CaO e MgO)	75	65
Sílica (SiO ₂)	26	16
Óxido de ferro e óxido de alumínio (Fe ₂ O ₃ e Al ₂ O ₃)	12	—
Dióxido de Carbono (CO ₂)	8	—

- b) Finura: para todos os tipos de cal hidráulica, a amostra não deverá deixar um resíduo maior que 0,5% na peneira de 0,6 mm (nº 30), e não mais de 10% de resíduo na peneira de 0,075 mm (nº 200) quando ensaiada em conformidade com o prescrito nesta especificação.
- c) Tempo de pega: a pasta de consistência normal não deverá apresentar um início de pega com menos de 2 horas, quando ensaiada pelo método da agulha de GILMORE. O final de pega deve se verificar com 24 horas.
- d) Expansibilidade: todos os tipos de cal hidráulica, A e B, quando submetidos ao ensaio de expansibilidade em autoclave, não devem apresentar uma expansão superior a 1%;
- e) Resistência à compressão: a resistência média à compressão de, no mínimo, três corpos-de-prova cúbicos de 2 polegadas de aresta, moldados, armazenados e ensaiados de acordo com os métodos próprios, deverá apresentar os seguintes valores (Tabela 18):

Tabela 18 - Resistência à compressão

Idade	7 dias	28 dias
Rc' mínima	17,0 kg/cm ² (1,7 Mpa)	34 kg/cm ² (3,4 MPa)

- f) Rejeição: a cal hidráulica poderá ser rejeitada caso não se enquadre em qualquer dos itens destas especificações; entretanto, se não for atingida a resistência à compressão exigida para os 7 dias de idade, deve-se aguardar o resultado do ensaio aos 28 dias, antes da rejeição definitiva do material. Devem ser concedidos prazos de 10 e 31 dias, após a amostragem, respectivamente, para o término dos ensaios de compressão aos 7 e 28 dias.

2.3.1.2 CIMENTO PORTLAND

Dentre as categorias de cimentos atualmente fabricados no Brasil, destacam-se os do tipo Portland comum, composto, de alto-forno, pozolânico, de alta resistência inicial, e resistentes a sulfatos.

Assim, tem-se:

- a) Cimento Portland comum - CP I e CP I - S: (ABNT EB - 1/91)
- b) Cimento Portland composto - CP II - E, CP II - Z e CP II - F: (ABNT EB - 2138/91)
- c) Cimento Portland de alto-forno - CP III: (ABNT EB-208/91)
- d) Cimento Portland pozolânico - CP IV (ABNT EB - 758/91)
- e) Cimento Portland de alta resistência inicial - CP V - ARI: (ABNT EB - 2/91)
- f) Cimentos Portland resistentes à sulfatos - RS: (NBR - 5737)

2.3.1.2.1 DEFINIÇÕES:

- a) Cimento Portland comum - é o aglomerante hidráulico obtido pela moagem de clínquer Portland ao qual se adiciona, durante a operação, a quantidade necessária

de uma ou mais formas de sulfato de cálcio. Durante a moagem é permitido adicionar a esta mistura materiais pozolânicos, escórias granuladas de alto-forno e/ou materiais carbonáticos, nos teores especificados na EB - 1/91.

- b) Cimento Portland composto - é definido de modo semelhante ao descrito em a), sendo que, durante a moagem é permitido adicionar a esta mistura, matérias pozolânicos, escórias granuladas de alto forno e/ou materiais carbonáticos nos teores especificados na EB - 2138/91, e sensivelmente maiores de que em a).
- c) Cimento Portland de alto-forno - é o aglomerante hidráulico obtido pela mistura homogênea de clínquer Portland e escória granulada de alto-forno, moídos em conjunto ou em separado. Durante a moagem é permitido adicionar uma ou mais formas de sulfato de cálcio e materiais carbonáticos, nos teores especificados na EB - 208/91.
- d) Cimento Portland pozolânico: é o aglomerante hidráulico obtido pela mistura homogênea de clínquer Portland e materiais pozolânicos, moídos em conjunto ou em separado. Durante a moagem é permitido adicionar uma ou mais formas de sulfato de cálcio e materiais carbonáticos, nos teores especificados na EB - 758/91.
- e) Cimento Portland de alta resistência inicial: é o aglomerante hidráulico que atende às exigências de alta resistência inicial, obtido pela moagem de clínquer Portland, constituído em sua maior parte de silicatos de cálcio hidráulicos, ao qual se adiciona, durante a operação, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio. Durante a moagem é permitido adicionar a esta mistura materiais carbonáticos, nos teores especificados na EB - 2/91.
- f) Cimento Portland resistente a sulfatos: é definido de modo semelhante ao descrito em a), desde que atenda à condição de resistência aos sulfatos. São considerados resistentes:
 - cimentos cujo teor de C_3A do clínquer seja igual ou inferior a 8% e cujo teor de adições carbonáticas seja igual ou inferior a 5% da massa do aglomerante total e/ou;
 - cimentos Portland de alto-forno (CP - III) cujo teor de escória granulada de alto-forno esteja entre 60% e 70% e/ou;
 - cimentos Portland pozolânicos (CP - IV) cujo teor de materiais pozolânicos esteja entre 25% e 40%, e/ou;
 - cimentos que tenham antecedentes com base em resultados de ensaios de longa duração, ou referências de obras que comprovadamente indiquem resistência a sulfatos.

A homogeneização de cimento com água e sua transformação em massa compacta compreende duas etapas distintas: a pega e o endurecimento. A pega do cimento, etapa inicial da transformação citada, processa-se em poucas horas e é caracterizada pelo aumento de viscosidade da pasta. Considera-se pega terminada (final de pega) quando a pasta não se deforma sob a pressão de esforços moderados, definidos em ensaio-padrão.

Terminada a pega, inicia-se a etapa de endurecimento, que corresponde ao aumento crescente da resistência da pasta de cimento, sob condições favoráveis. Esse processamento se desenvolve por vários anos.

Os compostos químicos C_3S e o C_2S são os responsáveis pela pega do cimento, durante a qual ambos se combinam com a água para formar o silicato inferior hidratado de cálcio. O C_3S responde pela resistência inicial e o C_2S pela resistência final. O C_3S desenvolve maior calor de hidratação que o C_2S .

2.3.1.2.2 ESPECIFICAÇÕES:

As Normas Brasileiras fixam valores para aceitação dos cimentos Portland normalizados.

2.3.2 ADITIVOS PARA CONCRETOS

2.3.2.1 GENERALIDADES

Visando a melhoria das características de um concreto, tendo em vista o fim a que se destina, ou as condições de concretagem, surgiram, ultimamente, diversos produtos de adição. Entre nós, embora já bastante difundidos, tais produtos ainda não têm efeitos e conseqüências de seu emprego perfeitamente caracterizados, sendo, pois, interessante aqui a apresentação, embora sumária, desses aditivos.

2.3.2.2 DEFINIÇÃO

Consideram-se aditivos quaisquer substâncias que não os cimentos, água ou agregados usados como ingredientes para melhorar e/ou alterar características de um concreto ou as condições de concretagem. Assim, quaisquer substâncias que se adicionem à água de amassamento ou aos demais componentes do concreto, antes ou durante a mistura, serão consideradas aditivos, desde que produzam modificações sensíveis nas características deste material.

O CEB - 90 recomenda cautela no emprego dos aditivos, de uma forma geral, principalmente pelo risco de trazer substâncias deletérias para o concreto.

2.3.2.3 CLASSIFICAÇÃO E FINALIDADES

Diversos são os tipos de aditivos e suas finalidades, o que dificulta a elaboração de uma classificação detalhada dos mesmos e o relacionamento completo de seus efeitos no concreto. Assim, serão apresentados, sucintamente, os tipos considerados mais importantes, tendo em vista seu emprego em pavimento de concreto de cimento.

2.3.2.3.1 ACELERADORES

São aditivos que, por meio de um crescimento mais rápido da resistência dos concretos, têm por objetivo:

- a) Redução do tempo de remoção das fôrmas;
- b) Redução do período de cura;
- c) Redução do prazo de entrega da obra;

- d) Compensação do retardamento do crescimento de resistência provocado por baixas temperaturas;
- e) Redução do período de proteção para reparos de emergência ou outros trabalhos.

Os aceleradores mais conhecidos são, em geral, o cloreto de sódio, o cloreto de cálcio, alguns compostos orgânicos como trietanolamina, alguns carbonatos solúveis, silicatos e fluossilicatos e cimentos aluminosos. Dentre estes, o de efeitos mais conhecidos é o cloreto de cálcio que pode ser utilizado em percentagem de 2% a 3% no máximo, de preferência dissolvido na água de amassamento. Utilizando-se 2% de cloreto de cálcio (em relação ao peso do cimento empregado) pode-se conseguir uma elevação de 28 a 70 kg/cm² da resistência à compressão do concreto, para 1 e 7 dias de cura a 21 °C.

2.3.2.3.2 INCORPORADORES DE AR

São substâncias que, adicionadas aos concretos, provocam a formação de pequeníssimas bolhas de ar que as distribuem uniformemente na massa, melhorando, em geral, suas propriedades, permitindo a redução do fator água-cimento sem prejuízo da trabalhabilidade. São, em geral, emulsificadores que, reduzindo a tensão superficial da água, garantem a estabilidade das bolhas formadas durante a mistura, sua uniformidade volumétrica e a regularidade de sua distribuição na massa.

Como substâncias que atribuem tais propriedades aos concretos, poderiam ser citadas resinas naturais, sebos, óleos ou sabões sulfonados, que são adicionados geralmente em quantidades que variam de 0,005% a 0,05% em peso do cimento. Existem já, também, produtos industrializados, de eficiência comprovada por sua utilização em diversas obras correntes.

Dentre as vantagens proporcionadas aos concretos pela incorporação de ar, podem-se citar:

- a) Melhora a reologia do concreto fresco;
- b) Redução da água de amassamento;
- c) Melhor trabalhabilidade;
- d) Eliminação ou redução da segregação e exsudação;
- e) Grande impermeabilidade;
- f) Maior resistência ao intemperismo.

No concreto endurecido, melhoram a durabilidade, tornando-o mais resistente à ação do gelo e degelo, bem como de elementos agressivos.

A adição sem controle de incorporadores de ar pode, entretanto, causar redução das resistências à flexão e à compressão, bem como prejudicar a aderência ao aço nos concretos armados. O ar incorporado pode também, nos concretos já lançados, tornar a taxa de exsudação menor que a de evaporação, o que faz com que a superfície se apresente seca e viscosa, obrigando o encurtamento do intervalo de tempo entre o lançamento e o acabamento.

O controle da incorporação de ar pode ser feito através da massa específica do concreto fresco ou utilizando-se aparelhos medidores apropriados.

2.3.2.3.3 MATERIAIS POZOLÂNICOS

São materiais silicosos e argilosos finamente divididos que, em temperatura ordinária e em presença da água, combinam-se com cal hidratada para formar compostos cimentícios estáveis.

Esses materiais podem substituir de 10% a 40% do cimento nos concretos, melhorando sua trabalhabilidade e reduzindo a exsudação, a segregação e o calor de hidratação. O aumento da impermeabilidade e da resistência às águas agressivas dos concretos em que se introduzem estes materiais, recomendam seu uso em grandes estruturas encontradas em solos (condições agressivas).

Os materiais pozolânicos mais comumente empregados são: microssílica, cinzas volantes, cinzas vulcânicas, terras diatomáceas tratadas pelo calor, xisto bruto ou argilas tratadas pelo calor.

2.3.2.3.4 RETARDADORES

São substâncias que, adicionadas aos concretos, prolongam a secagem inicial do mesmo com o objetivo principal de equilibrar o efeito acelerador da temperatura durante a concretagem em tempo quente. São também, algumas vezes, aplicadas às fôrmas para evitar a aderência da camada superficial da argamassa, permitindo pronta remoção por escovação.

Essas substâncias retardadoras são, em geral, derivados de carboidratos ou ligno sulfonatos, cuja adição se faz em torno de 1% do peso do cimento.

Deve-se lembrar que certos retardadores orgânicos reduzem as resistências dos concretos. Substâncias há que, para certos tipos de cimento, agem como retardadores e para outros, como aceleradores, ou também, em certas quantidades retardam e em outras, aceleram.

Em vista dos problemas citados, o uso de retardadores deve ser precedido de experimentações que esclareçam seus efeitos nos concretos em que são empregados.

2.3.2.3.5 PLASTIFICANTES E SUPERPLASTIFICANTES

São substâncias, cujo emprego como aditivos permitem a preparação de concretos mais densos, de maior resistência mecânica, maior aderência, menor fissuração e melhor trabalhabilidade (apesar da redução do fator água-cimento) em virtude de promoverem a redução do tamanho do "gel" e causarem o retardamento da hidratação.

Ao iniciar-se a hidratação de um cimento, logo que este é colocado em contato com a água, forma-se, em torno de cada grão, uma película gelatinosa cujo tamanho varia em função da quantidade de água e da temperatura.

Esta película, a que se chama "gel" do cimento, é responsável por qualidades do concreto fresco (untuosidade e coesão) e por características importantes do concreto endurecido (fissuração, uniformidade, resistência mecânica). O prosseguimento da hidratação promove a cristalização parcial do "gel" que se torna então menos espesso, retornando o grão de cimento praticamente ao seu tamanho original.

As altas temperaturas provocam mais rápida formação de "gels" aumentando também o seu tamanho, o que acarreta maior consumo de água, para uma dada trabalhabilidade do concreto, influenciando decididamente as principais características do material.

Hoje já se faz o controle do tamanho e da atividade do "gel" do cimento por meio de agentes químicos chamados dispersores.

O consumo de dispersores em concreto varia com a temperatura de trabalho, não ultrapassando, entretanto, em geral, a 1% em peso do cimento empregado.

Além dos aditivos apresentados e caracterizados por seus efeitos nos concretos em que são empregados, alguns existem que podem apresentar efeitos combinados como dispersor-acelerador-incorporador de ar, etc.

Quando se desejam efeitos combinados podem ser utilizados também mais de um aditivo, no mesmo concreto, com propriedades diversas.

O uso de aditivo, entretanto, só deve ser adotado quando com expresse consentimento da Fiscalização e após a comprovação dos resultados de seu emprego por laboratórios especializados.

2.3.2.3.6 CINZA VOLANTE ("FLY-ASH")

Constitui um subproduto das usinas termelétricas e provém de carvão ou de combustíveis derivados do petróleo.

A aplicação de cinza volante tem sido feita com êxito como aditivo para concretos de cimento e na estabilização química de solos. Sua composição química depende do tipo de combustível queimado na usina.

2.3.2.3.7 MICROSSÍLICA

A microssílica, constituída por cerca de 90 % de sílica amorfa (Si O_2), em pequenos glóbulos de diâmetro da ordem de 10^{-4} mm, é um subproduto da fabricação do metal sílico e das ligas de ferro-silício, quando adicionada ao concreto, em cerca de 10 a 15 % do peso do cimento, modifica suas propriedades, devido à forma de suas partículas e a sua extrema finura (de ordem de 100 vezes menor que o cimento), dentre outras causas.

A ação conjunta de adições minerais (microssílica), e aditivos superplastificantes, reduz extremamente a permeabilidade do concreto, podendo atingir valores inferiores a 10^{-6} cm/h, cerca de sete vezes menor do que nos concretos convencionais, face principalmente a transformações ocorridas na estrutura dos poros e dos produtos cristalinos, nas fases correspondentes à pasta de cimento hidratada e a zona de transição entre a pasta e o agregado.

2.3.2.3.8 CLORETO DE CÁLCIO

É um produto químico de experiência comprovada na técnica rodoviária - reduz espessura da película de água adesiva nas partículas de solos, assegurando massas específicas mais elevadas, a fim de obter misturas estabilizadas.

Retém a umidade na fração fina do solo e facilita, pela ação do tráfego, a compactação de misturas graduadas.

Em razão da solubilidade na água, e higroscopicidade, o cloreto de cálcio é recomendado para aplicações em regiões secas ou, após as chuvas, em regiões de períodos sazonais definidos.

Outra aplicação eficiente apresenta-se, para o cloreto de cálcio, quando estabelecida em laboratório; é a de agente acelerador de pega nas obras de concreto de cimento.

O cloreto de cálcio é um produto resultante da fabricação de álcalis. No processo patenteado SOLVAY, é o produto residual; no processo eletrolítico, é obtido a partir do cloro.

O cloreto de cálcio não deverá ser empregado em pavimentos de concreto armado, pelo risco de corrosão nas armaduras.

A AASHTO, na designação M 144 - 86, fixa o método de amostragem, os métodos de ensaio e requisitos exigidos para o cloreto de cálcio.

2.3.2.3.9 ÁGUA PARA OS CONCRETOS

Do ponto de vista qualitativo, deve ser limpa e isenta, tanto quanto possível, de impurezas tais como argilas ou matérias húmicas em suspensão, sais minerais em proporções prejudiciais, açúcares, ácidos, álcalis, óleos ou quaisquer outras substâncias que possam influir prejudicialmente nas características dos concretos. De um modo geral, as águas potáveis apresentam condições consideradas boas para utilização em concretos de cimento. A NBR - 6118 estabelece as condições de utilização da água.

Quando, face à inexistência de outras fontes, for necessário empregar águas provenientes de poços, rios, etc., cujas características sejam desconhecidas ou duvidosas, é recomendável a realização dos ensaios comparativos de pega e resistência à compressão. Por meio deles, usando-se um mesmo cimento e uma mesma areia para composição de argamassas, é possível estabelecer-se uma comparação entre as características da água em estudos e de uma água reconhecida como de boa qualidade.

Em casos em que haja suspeição quanto à qualidade da água disponível, a Fiscalização deverá remeter amostras da mesma a um laboratório especializado para a realização dos ensaios citados.

3 - MODALIDADES E CONSTITUIÇÃO DE PAVIMENTOS

3 MODALIDADES E CONSTITUIÇÃO DE PAVIMENTOS

3.1 GENERALIDADES

Pavimento de uma rodovia é a superestrutura constituída por um sistema de camadas de espessuras finitas, assentes sobre um semi-espaço considerado teoricamente como infinito - a infra-estrutura ou terreno de fundação, a qual é designada de subleito.

O subleito, limitado assim superiormente pelo pavimento, deve ser estudado e considerado até a profundidade onde atuam, de forma significativa, as cargas impostas pelo tráfego. Em termos práticos, tal profundidade deve situar-se numa faixa de 0,60 m² 1,50 m.

O pavimento, por injunções de ordem técnico-econômicas é uma estrutura de camadas em que materiais de diferentes resistências e deformabilidades são colocadas em contato resultando daí um elevado grau de complexidade no que respeita ao cálculo de tensões e deformações e atuantes nas mesmas resultantes das cargas impostas pelo tráfego.

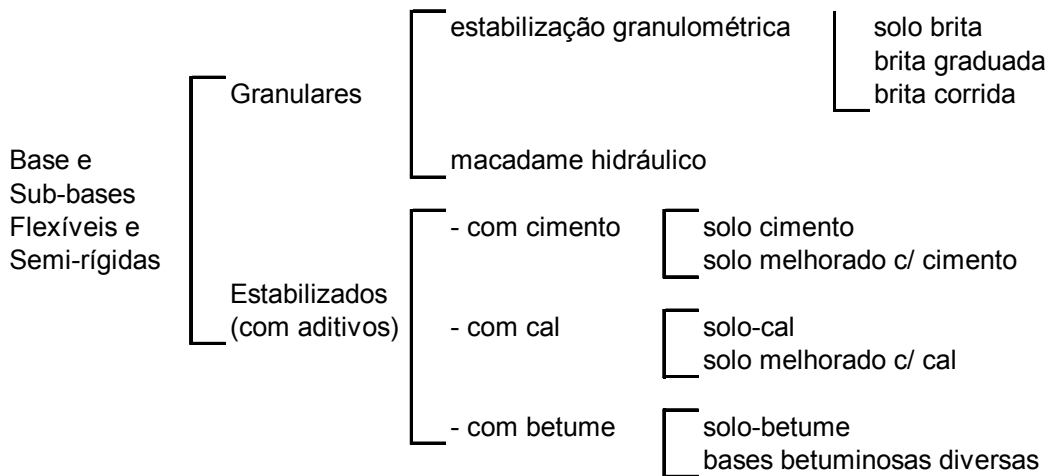
3.2 CLASSIFICAÇÃO DOS PAVIMENTOS

De uma forma geral, os pavimentos são classificados em flexíveis, semi-rígidos e rígidos:

- **Flexível:** aquele em que todas as camadas sofrem deformação elástica significativa sob o carregamento aplicado e, portanto, a carga se distribui em parcelas aproximadamente equivalentes entre as camadas. Exemplo típico: pavimento constituído por uma base de brita (brita graduada, macadame) ou por uma base de solo pedregulhoso, revestida por uma camada asfáltica.
- **Semi-Rígido:** caracteriza-se por uma base cimentada por algum aglutinante com propriedades cimentícias como por exemplo, por uma camada de solo cimento revestida por uma camada asfáltica.
- **Rígido:** aquele em que o revestimento tem uma elevada rigidez em relação às camadas inferiores e, portanto, absorve praticamente todas as tensões provenientes do carregamento aplicado. Exemplo típico: pavimento constituído por lajes de concreto de cimento Portland.

3.3 BASES E SUB-BASES FLEXÍVEIS E SEMI-RÍGIDAS

As bases e sub-bases flexíveis e semi-rígidas podem ser classificadas nos seguintes tipos (Figura 26):

Figura 26 - Classificação das bases e sub-bases flexíveis e semi-rígidas

3.3.1 BASES E SUB-BASES GRANULARES

a) Estabilização Granulométrica

São as camadas constituídas por solos, britas de rochas, de escória de alto forno, ou ainda, pela mistura desses materiais. Estas camadas, puramente granulares, são sempre flexíveis e são estabilizadas granulometricamente pela compactação de um material ou de mistura de materiais que apresentem uma granulometria apropriada e índices geotécnicos específicos, fixados em especificações.

Quando esses materiais ocorrem em jazidas, com designações tais como "cascalhos", "saibros", etc., tem-se o caso de utilização de "materiais naturais" (solo in natura). Muitas vezes, esses materiais devem sofrer beneficiamento prévio, como britagem e peneiramento, com vista ao enquadramento nas especificações.

Quando se utiliza uma mistura de material natural e pedra britada tem-se as sub-bases e bases de solo-brita.

Quando se utiliza exclusivamente produtos de britagem tem-se as sub-bases e bases de brita graduada ou de brita corrida.

b) Macadames Hidráulico e 29000

Consiste de uma camada de brita de graduação aberta de tipo especial (ou brita tipo macadame), que, após compressão, tem os vazios preenchidos pelo material de enchimento, constituído por finos de britagem (pó de pedra) ou mesmo por solos de granulometria e plasticidade apropriadas; a penetração do material de enchimento é promovida pelo espalhamento na superfície, seguido de varredura, compressão (sem ou com vibração) e irrigação, no caso de macadame hidráulico. O macadame seco ou macadame a seco, ao dispensar a irrigação, além de simplificar o processo de construção evita o encharcamento, sempre indesejável, do subleito.

3.3.2 BASES E SUB-BASES ESTABILIZADAS (COM ADITIVOS)

Estas camadas têm, quase todas, processos tecnológicos e construtivos semelhantes às granulares por estabilização granulométrica, diferente apenas em alguns detalhes.

a) Solo-cimento

É uma mistura devidamente compactada de solo, cimento Portland e água; a mistura solo-cimento deve satisfazer a certos requisitos de densidade, durabilidade e resistência, dando como resultado um material duro, cimentado, de acentuada rigidez à flexão. O teor de cimento adotado usualmente é da ordem de 6% a 10%.

b) Solo Melhorado com Cimento

Esta modalidade é obtida mediante a adição de pequenos teores de cimento (2% a 4%), visando primordialmente à modificação do solo no que se refere à sua plasticidade e sensibilidade à água, sem cimentação acentuada, são consideradas flexíveis.

c) Solo-cal

É uma mistura de solo, cal e água e, às vezes, cinza volante, uma pozolona artificial. O teor de cal mais freqüente é de 5% a 6%, e o processo de estabilização ocorre:

- por modificação do solo, no que refere à sua plasticidade e sensibilidade à água;
- por carbonatação, que é uma cimentação fraca;
- por pozolanização, que é uma cimentação forte.

Quando, pelo teor de cal usado, pela natureza do solo ou pelo uso da cinza volante, predominam os dois últimos efeitos mencionados, tem-se as misturas solo-cal, consideradas semi-rígidas.

d) Solo Melhorado com Cal

É a mistura que se obtém quando há predominância do primeiro dos efeitos citados em 6.3.2.3, e é considerada flexível.

e) Solo-betume

É uma mistura de solo, água e material betuminoso. Trata-se de uma mistura considerada flexível.

f) Bases Betuminosas Diversas

Estas camadas serão descritas nos itens referentes a revestimentos betuminosos, pois as técnicas construtivas e os materiais empregados são idênticos.

3.4 BASES E SUB-BASES RÍGIDAS

Estas camadas são, caracteristicamente, as de concreto de cimento. Esses tipos de bases e sub-bases têm acentuada resistência à tração, fator determinante no seu dimensionamento. Podem ser distinguidos dois tipos de concreto:

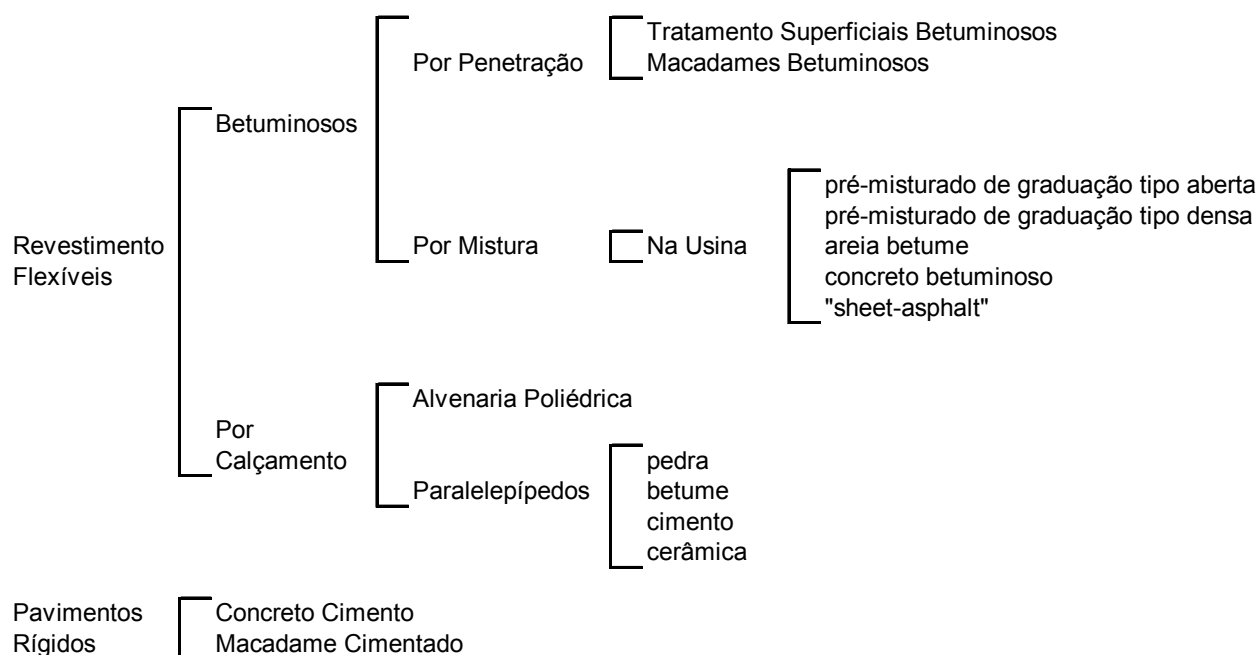
- concreto plástico - próprio para serem adensados por vibração manual ou mecânica;

- concreto magro - semelhante ao usado em fundações, no que diz respeito ao pequeno consumo de cimento, mas com consistência apropriada à compactação com equipamentos rodoviários.

3.5 REVESTIMENTOS

Os revestimentos podem ser grupados de acordo com o esquema apresentado a seguir (Figura 27):

Figura 27 - Classificação dos revestimentos



3.5.1 REVESTIMENTOS FLEXÍVEIS BETUMINOSOS

Os revestimentos betuminosos são constituídos por associação de agregados e materiais betuminosos.

Esta associação pode ser feita de duas maneiras clássicas: por penetração e por mistura.

a) Revestimentos por Penetração

Esta modalidade envolve dois tipos distintos: por penetração invertida e por penetração direta.

b) Revestimentos Betuminosos por Penetração Invertida

São os revestimentos executados através de uma ou mais aplicações de material betuminoso, seguida(s) de idêntico número de operações de espalhamento e compressão de camadas de agregados com granulometrias apropriadas.

Conforme o número de camadas tem-se os intitulados, tratamento superficial simples, duplo ou triplo.

O tratamento simples, executado com o objetivo primordial de impermeabilização ou para modificar a textura de um pavimento existente, é denominado capa selante.

c) Revestimentos Betuminosos por Penetração Direta

São os revestimentos executados através do espalhamento e compactação de camadas de agregados com granulometria apropriada, sendo cada camada, após compressão, submetida a uma aplicação de material betuminoso e recebendo, ainda, a última camada, uma aplicação final de agregado miúdo.

Revestimento típico, por "penetração direta", é o Macadame Betuminoso.

O Macadame Betuminoso tem processo construtivo similar ao Tratamento Duplo e comporta espessuras variadas e bem maiores, em função do número de camadas e das faixas granulométricas correspondentes. Com frequência, ele é usado como camada de base.

d) Revestimentos por Mistura

Nos revestimentos betuminosos por mistura, o agregado é pré-envolvido com o material betuminoso, antes da compressão.

Quando o pré-envolvimento é feito em usinas fixas, resultam os "Pré-misturados Propriamente Ditos" e, quando feito na própria pista, têm-se os "Pré-misturados na Pista" (road mixes).

Conforme os seus respectivos processos construtivos, são adotadas ainda as seguintes designações:

- **Pré-misturado a Frio** - Quando os tipos de agregados e de ligantes utilizados permitem que o espalhamento seja feito à temperatura ambiente.
- **Pré-misturado a Quente** - Quando o ligante e o agregado são misturados e espalhados na pista ainda quentes.

Conforme a graduação dos agregados com que são executados, os "Pré-misturados" e os "Road mixes" podem ser de graduação aberta ou densa. Os de graduação densa em geral não requerem capa selante, que é obrigatória nos de graduação aberta.

Quando o agregado natural ou artificial, é constituído predominantemente de material passando na peneira nº 10 (abertura 2,0 mm) ou seja, de areia, tem-se os "Road-mixes" e os "Pré-misturados" Areia-Betume.

A designação Concreto Betuminoso Usinado à Quente ou Concreto Asfáltico tem sido reservada para pré-misturados a quente de graduação densa, em que são feitas rigorosas exigências no que diz respeito a equipamentos de construção e índices tecnológicos - como granulometria, teor de betume, estabilidade, vazios, etc.

Do mesmo modo, a designação "Sheet-Asphalt" tem sido usado para os pré-misturados areia-betume que satisfazem a exigência semelhantes às feitas para o concreto betuminoso.

Os pré-misturados e road-mixes podem ser usados como bases de pavimento e como revestimento. Neste último caso, desde que atenda a faixa granulométrica adequada.

3.5.2 REVESTIMENTOS FLEXÍVEIS POR CALÇAMENTO

A utilização destes tipos de pavimento, em rodovias caiu consideravelmente, na medida em que se intensificou a utilização de pavimentos asfálticos e de concreto.

Assim é que, de uma maneira geral, a sua execução se restringe a pátios de estacionamento, vias urbanas e alguns acessos viários - muito embora tal execução envolva algumas vantagens nos seguintes casos:

- Em trechos com rampas mais íngremes - aonde, por exemplo, os paralelepípedos promovem uma maior aderência dos pneus, aumentando a segurança - evitando dificuldades de transposição, principalmente na época das chuvas.
- Em trechos urbanos, onde a estrada coincide com zonas densamente povoadas, para os quais estão previstos os serviços de redes de água e esgotos.
- Em aterros recém-construídos e subleito sujeitos a recalques acentuados.

a) Alvenaria Poliédrica

Estes revestimentos consistem de camadas de pedras irregulares (dentro de determinadas tolerâncias), assentadas e comprimidas sobre um colchão de regularização, constituído de material granular apropriado; as juntas são tomadas com pequenas lascas de pedras e com o próprio material do colchão.

b) Paralelepípedos

Estes revestimentos são constituídos por blocos regulares, assentes sobre um colchão de regularização constituído de material granular apropriado. As juntas entre os paralelepípedos podem ser tomadas com o próprio material do colchão de regularização, pedrisco, materiais ou misturas betuminosas ou com argamassa de cimento Portland.

Os paralelepípedos podem ser fabricados de diversos materiais sendo os mais usuais constituídos de blocos de granito, gnaisse ou basalto.

NOTA: São muito utilizados também, revestimentos constituídos por blocos intertravados de concreto de cimento, denominados "blockrets,". A execução é semelhante à dos paralelepípedos, mas requer cuidados apropriados a cada caso, de modo a assegurar o necessário intertravamento e a decorrente distribuição de tensões entre blocos adjacentes.

3.5.3 REVESTIMENTOS RÍGIDOS

O concreto de cimento, ou simplesmente "concreto" é constituído por uma mistura relativamente rica de cimento Portland, areia, agregado graúdo e água, distribuído numa camada devidamente adensado. Essa camada funciona ao mesmo tempo como revestimento e base do pavimento.

4 - PROJETO DE ENGENHARIA RODOVIÁRIA

4 PROJETO DE ENGENHARIA RODOVIÁRIA

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Em atendimento à Legislação vigente, o Projeto de Engenharia Rodoviária envolve Projetos de Engenharia de 2 (duas) naturezas:

- a) Projeto Básico de Engenharia
- b) Projeto Executivo de Engenharia

A terminologia anterior focalizava três etapas básicas para a execução propriamente dita da obra: os estudos preliminares, o anteprojeto e o projeto, constituindo esse conjunto o chamado Projeto de Engenharia. A Lei de Licitações, Lei nº 8.666, de 21.06.93, não menciona explicitamente essas fases, limitando-se a definir Projeto Básico e Projeto Executivo. A diferença entre um e outro é de grau: o Projeto Básico é “o conjunto de elementos necessários e suficientes... para caracterizar a obra ou serviço...” (Art. 6, Inciso IX); o Projeto Executivo é “o conjunto de elementos necessários e suficientes à execução completa da obra...” (Art. 6, Inciso X).

Diz o Artigo 7 que: *“as licitações para obras e para a prestação de serviços obedecerão ao disposto neste artigo e, em particular, à seguinte seqüência:*

I – projeto básico;

II – projeto executivo;

III – execução das obras e serviços

§1º A execução de cada etapa será obrigatoriamente procedida da conclusão e aprovação, pela autoridade competente, dos trabalhos relativos às etapas anteriores, à exceção do projeto executivo, o qual poderá ser desenvolvido concomitantemente com a execução das obras e serviços, desde que também autorizado pela Administração.

§ 2ª As obras e os serviços somente poderão ser licitados quando:

I – houver projeto básico aprovado pela autoridade competente e disponível para exame dos interessados em participar do processo licitatório.”

De acordo com a seqüência lógica apresentada, o Projeto Básico seria a exigência mínima para a realização da licitação da obra, mas nunca para sua execução. Embora se admita o desenvolvimento do Projeto Executivo, concomitantemente à execução das obras, é altamente desejável que o Projeto Executivo já esteja disponível a tempo da licitação, assegurando assim uma maior proximidade entre os Termos de Referência e a realidade da obra.

Esta nova conceituação de Projeto de Engenharia Rodoviária, Projeto Básico e Projeto Executivo, já se encontra consolidada nas Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários – Escopos Básicos e Instruções de Serviços – Publicação IPR 717 – Edição 2005.

Segundo estas Diretrizes Básicas, os Projetos de Engenharia Rodoviária se desenvolvem ao longo das seguintes fases:

- a) Fase Preliminar

- b) Fase de Projeto Básico
- c) Fase de Projeto Executivo

A Fase Preliminar, comum aos Projetos Básico e Executivo de Engenharia, caracteriza-se pelo levantamento de dados e realização de estudos específicos com a finalidade do estabelecimento dos parâmetros e diretrizes para a elaboração dos itens de projeto do Projeto Básico, sendo, portanto uma fase de diagnóstico e recomendações.

A Fase de Projeto Básico, comum aos Projetos Básico e Executivo de Engenharia, será desenvolvida com a finalidade de selecionar a alternativa de traçado a ser consolidada e detalhar a solução proposta, por meio da realização de estudos específicos e elaboração dos itens de projeto do Projeto Básico, fornecendo plantas, desenhos e outros elementos que possibilitem uma adequada identificação da obra a executar.

A Fase de Projeto Executivo, específica para Projetos Executivos de Engenharia, será desenvolvida com a finalidade de detalhar a solução selecionada, por meio da elaboração dos itens de projeto do Projeto Executivo, fornecendo plantas, desenhos e notas de serviço que permitam a construção da rodovia. Devem ser fornecidos os seguintes elementos:

- a) Informações que possibilitem o estudo e a dedução de métodos construtivos, instalações provisórias e condições organizacionais para a obra;
- b) Subsídios para montagem do plano de licitação e gestão da obra;
- c) Orçamento detalhado do custo global da obra, fundamentado em quantitativos de serviços, fornecimentos dos materiais e transportes propriamente avaliados;
- d) informações para a instrução dos processos desapropriatórios.

A seguir se procede a uma abordagem mais detalhada a respeito da elaboração dos seguintes itens de projeto do Projeto Executivo:

- a) Projeto Geométrico
- b) Projeto de Pavimentação
- c) Projeto de Drenagem

4.2 PROJETO GEOMÉTRICO

4.2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão tratados os assuntos referentes à fixação das características geométricas da plataforma, e em particular, da pista de rolamento, em função da classe da rodovia e da região por ela atravessada.

Deste modo, serão estabelecidas as diretrizes básicas para o cálculo da Nota de Serviço, definidas as larguras das diversas camadas componentes do pavimento e fornecido modelo de Caderneta - Tipo de Nota de Serviço, para uso nos trabalhos de pavimentação.

4.2.2 ELEMENTOS GEOMÉTRICOS

Neste item serão tratados os assuntos referentes à fixação das características geométricas da pista de rolamento em função da região atravessada e da classe da rodovia.

Deste modo, serão estabelecidas as diretrizes básicas para o cálculo da nota de serviço, bem como definidas as larguras das diversas camadas componentes do pavimento, assim como fornecido um modelo de uma caderneta-tipo de nota de serviço para uso nos serviços de pavimentação.

Os elementos numéricos constituintes da nota de serviço de pavimentação serão obtidos a partir das características apresentadas pela plataforma construída, mesmo quando são desconhecidos os elementos da implantação básica. No caso da pavimentação ser feita logo em seguida à terraplenagem, haverá evidente simplificação de trabalho com supressão da operação descrita no item 7.2.4.

De acordo com o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais – IPR / DNER - 1999, as larguras do revestimento para as diversas classes de rodovias, nas regiões planas, onduladas montanhosas ou escarpadas, são as seguintes:

Classe especial .	7,50 m
Classe I	7,00 m
Classe II e III	6,00 m a 7,00 m

São definidos, a seguir, alguns elementos geométricos que embora não constituam parte integrante do pavimento, acham-se intimamente ligados à pavimentação:

Pista de rolamento: parte da rodovia destinada ao trânsito de veículos.

Faixa de trânsito: porção da pista cuja largura permite, com segurança, a circulação de veículos em fila única.

Greide: inclinação longitudinal em relação à horizontal, geralmente expressa em percentagem.

Superelevação: inclinação transversal da pista nas curvas horizontais, para compensar o efeito da força centrífuga sobre os veículos.

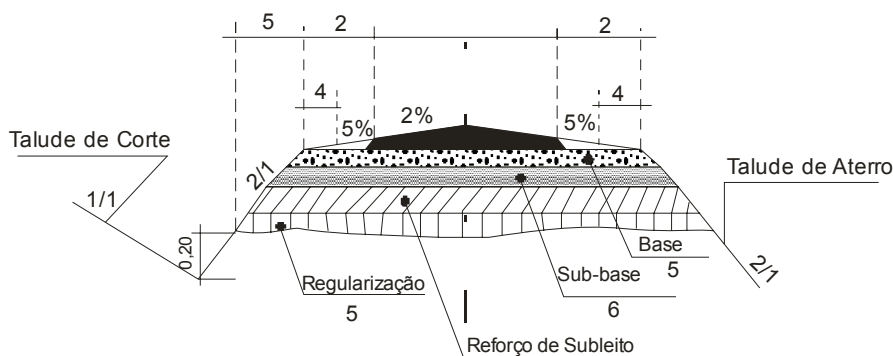
Abaulamento: declividade transversal da superfície da estrada.

4.2.3 SEÇÃO TRANSVERSAL DO PAVIMENTO

A definição dos diversos constituintes do pavimento, em seção transversal, é a que se segue (Figura 28):

- a) Pavimento - é a estrutura construída após a terraplenagem e destinada, econômica e simultaneamente em seu conjunto, a:
 - resistir a distribuir ao subleito os esforços verticais oriundos do tráfego;
 - melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e conforto;
 - resistir aos esforços horizontais (desgaste), tomando mais durável a superfície de rolamento.
- b) Subleito - é o terreno de fundação do pavimento;
- c) Leito - é a superfície obtida pela terraplenagem ou obra-de-arte e conformada ao seu greide e perfis transversais;
- d) Greide do leito - é o perfil do eixo longitudinal do leito;
- e) Regularização - é a camada posta sobre o leito, destinada a conformá-lo transversal e longitudinalmente de acordo com as especificações; a regularização não constitui, propriamente uma camada de pavimento, sendo, a rigor, uma operação que pode ser reduzida em corte do leito implantado ou em sobreposição a este, de camada com espessura variável;
- f) Reforço do subleito - é uma camada de espessura constante, posta por circunstâncias técnico-econômicas, acima da de regularização, com características geotécnicas inferiores ao material usado na camada que lhe for superior, porém melhores que o material do subleito;
- g) Sub-base - é a camada complementar à base, quando por circunstâncias técnico-econômicas não for aconselhável construir a base diretamente sobre regularização;
- h) Base - é a camada destinada a resistir e distribuir os esforços oriundos do tráfego e sobre a qual se constrói o revestimento;
- i) Revestimento - é a camada, tanto quanto possível impermeável, que recebe diretamente a ação do rolamento dos veículos e destinada a melhorá-la, quanto à comodidade e segurança e a resistir ao desgaste.

Figura 28 - Esquema de seção transversal do pavimento



4.2.4 RELOCAÇÃO DO EIXO

Para se obter elementos necessários à confecção da nota de serviço, é preciso que se tenha o eixo locado e nivelado. Deve ser feito, paralelamente, o nivelamento dos bordos, isto é, pontos distantes do eixo, o equivalente à semilargura da regularização.

Nos casos de terraplenagem recente ou que se disponha dos elementos definidores do projeto, o problema da relocação é muito simplificado, dependendo de ter havido uma execução criteriosa.

Na maior parte das vezes não se dispõe dos elementos do projeto, de modo que o problema da relocação se complica, pois será necessário determinar os elementos dos trechos em curva (R, AC, LC, etc...), a partir dos quais, será possível não só fazer a relocação como também fornecer a nota de serviço.

Para determinação desses elementos dos trechos em curva existem dois Quadros (ver Tabelas 19 e 20), dos quais o primeiro serve para se determinar os citados elementos, e o segundo presta-se como auxiliar do outro, conforme explicação dada a seguir:

- a) Tabela 19 é para o cálculo dos elementos no caso ocorrente onde se pode medir a distância "e" (ver Figura 29) do PI ao vértice da curva circular. A disposição dos elementos na Tabela é de tal sorte que possibilita uma seqüência normal e cronológica no cálculo, de modo a se obter os elementos necessários à locação da curva. No caso de curva circular utiliza-se o item II do Quadro onde se termina, determinando o valor de R. No caso de curva com transição em espiral (item III da Tabela), lança-se uma curva circular-tentativa de raio R (medido no campo). Determina-se então o valor de "e" e "ti" conforme mostra o Quadro; com "Rs" e "ti" calcula-se "LC", utilizando-se o ábaco da Figura 30, ou segundo a fórmula dada na Tabela.

De posse do valor de "LC" e "Rs" obtém "p" tabelado no livro "Emprego da Transição em Espiral no Traçados Rodoviários" do Eng.º Manoel P. de Carvalho. Obtido "p" calcula-se "t" pela fórmula dada no Quadro.

O valor de "LC" será ideal quando a diferença (ti -1) for a menor possível, correspondendo a um valor de "Rs" que será então o raio adotado na elaboração da nota de serviço. Na Tabela há margem para se fazer até quatro tentativas.

- b) A Tabela 20 é para cálculo de "e" (distância do PI ao vértice da curva) nos casos em que se defronta com uma situação em que o PI é inacessível. Obtido o valor de "e" e do "AC" passa-se ao cálculo dos elementos para relocação, utilizando a Tabela 19.

Figura 29 - Raio da curva circular

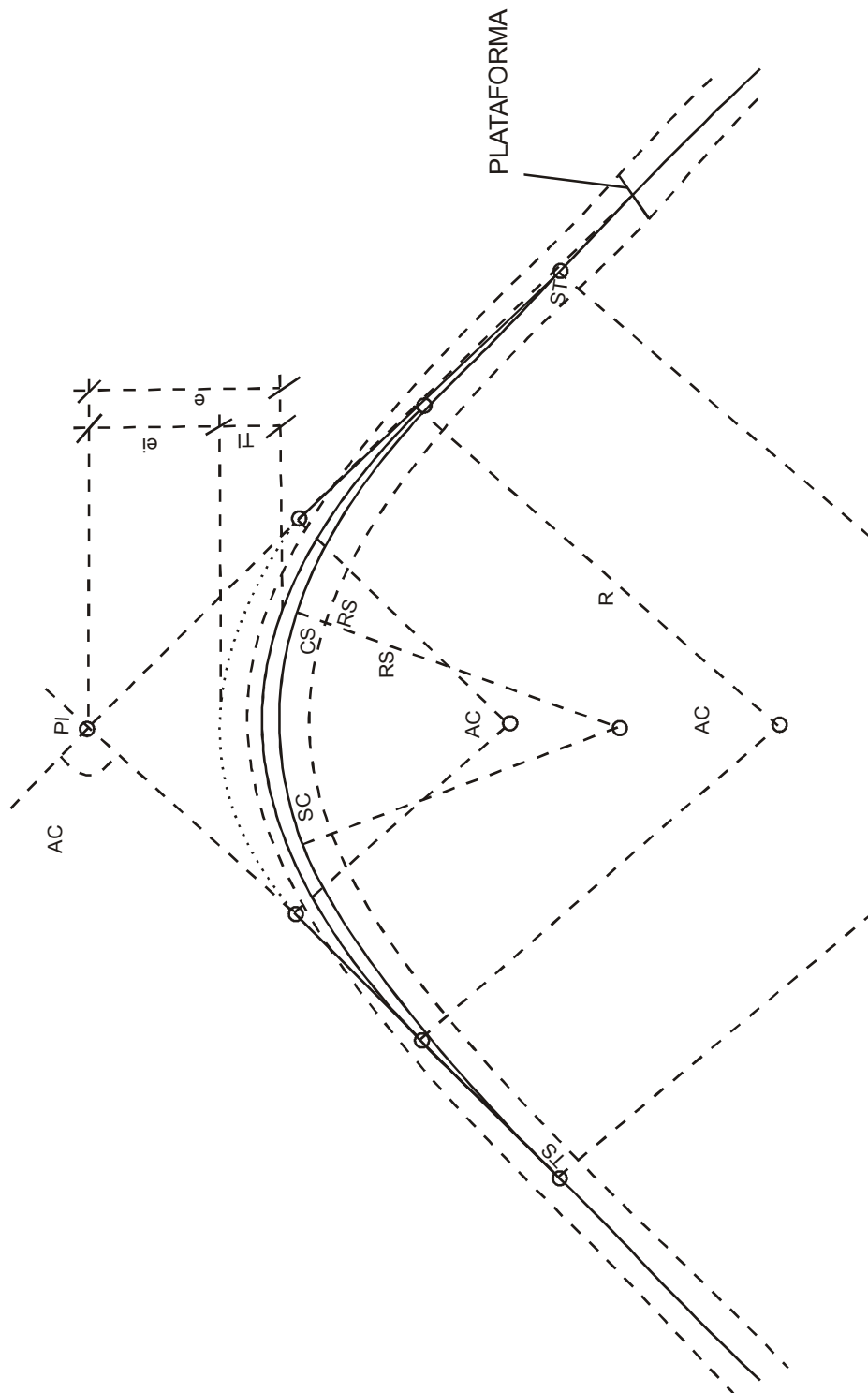


Figura 30 - Cálculo do "LC"

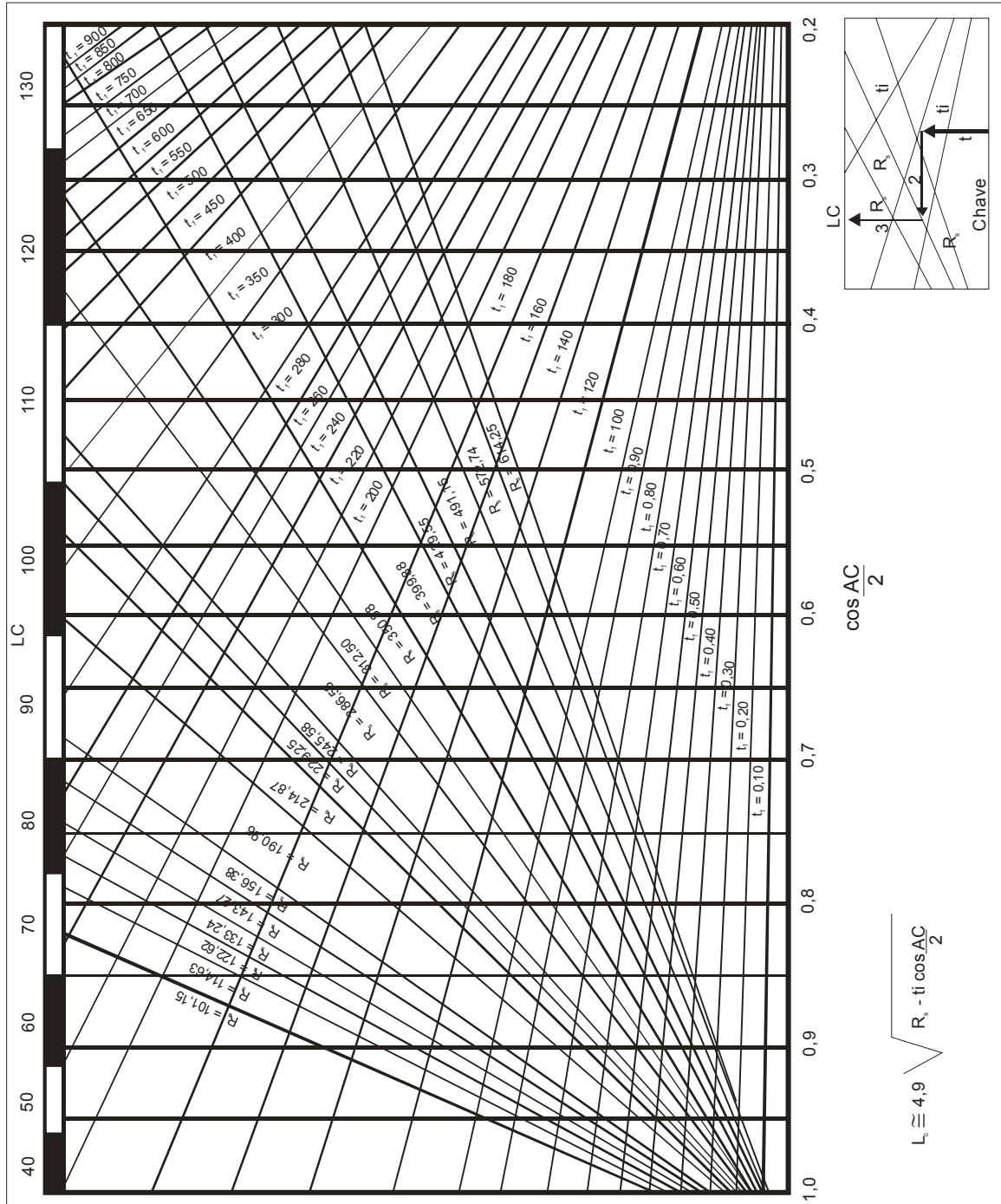


Tabela 19 - Cálculo dos elementos para relocação de curvas em estradas construídas

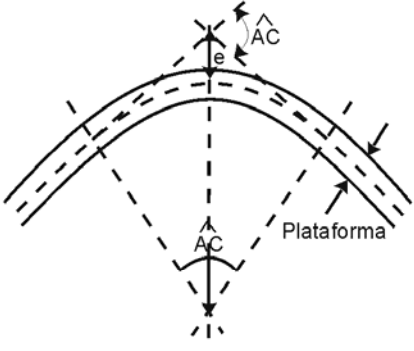
<p>DADOS</p>  <p>Ângulo central $\hat{A}C$</p> <p>Afastamento no vértice da curva $C = \dots\dots\dots m$</p>	<p>II - CÁLCULO DO RAIOS DA CURVA CIRCULAR SIMPLES</p> $\frac{\hat{A}C}{2} = \dots\dots\dots$ $\cos \frac{\hat{A}C}{2} = \dots\dots\dots$ $\sec \frac{\hat{A}C}{2} = \dots\dots\dots$ $R = \frac{e}{\sec \frac{\hat{A}C}{2} - 1}$					
<p>III - PESQUISA DO COMPRIMENTO DE TRANSIÇÃO EM FUNÇÃO DO RAIOS ADOTADO</p>						
R_s	$e_s = R_s \left(\sec \frac{AC}{2} - 1 \right)$	$t_1 = e = e_s$	l_c	p	$t = p \cdot \sec \frac{AC}{2}$	$t_1 = t$
<p>R_s = raios tabelados imediatamente inferiores a R.</p> <p>$l_c = 4,9 \sqrt{R_s t_1 \cos \frac{AC}{2}}$ ou determinado pelo ábaco da Figura 19</p> <p>p = valor tabelado, em função de l_c e R_s.</p> <p>Deverá ser adotado o par de valores l_c, R_s que conduza ao valor de t mais próximo de t_1.</p>						
<p>IV - ELEMENTOS PARA RELOCAÇÃO</p>						
<p>CURVA COM TRANSIÇÃO</p>					<p>CURVA CIRCULAR</p>	
R =	$l_c = \dots\dots\dots$	S =	R =	AC =	AC =	AC =
AC =	$T_s = \dots\dots\dots$	p =	AC =	T =	T =	T =
e =	$X_c = \dots\dots\dots$	q =	e =	D =	D =	D =
T =	$Y_c = \dots\dots\dots$	T =	T =	1/2G =	1/2G =	1/2G =
D =	$l_s = \dots\dots\dots$	D =	D =	d =	d =	d =
1/2C =	$j_c = \dots\dots\dots$	$T_s = T + \frac{1}{2}c$				
dm =	e =	$D = D_c + l_c$				

Tabela 20 - Estradas de classe II e III – comprimento de transição

RAIOS	VELOCIDADES DIRETRIZES		T`	I	TOTAL	
30			1,80	9,60	11,11	20,71
40			1,40	10,01	11,11	21,12
50			1,20	10,50	11,39	21,89
60			1,00	10,56	11,39	21,97
70			0,90	10,91	11,56	22,47
80			0,80	11,03	11,59	22,62
90			0,75	11,36	11,85	23,24
100			0,70	11,60	12,04	23,64
110			0,70	12,20	12,67	24,87
120			0,70	12,77	13,19	25,96
130	30		0,60	12,77	13,19	25,96
140			0,60	12,78	13,19	25,97
150			0,60	13,25	13,61	26,86
160			0,60	13,68	13,96	27,64
170			0,60	14,12	14,54	28,66
180			0,50	14,12	14,54	28,66
190			0,50	14,12	14,54	28,66
200			0,50	14,12	14,54	28,66
300			0,40	15,40	15,33	30,93
400			0,20	15,40	15,33	30,93
440			0,10	15,40	15,33	30,93
50			1,60	12,09	13,18	25,27
60			1,30	12,09	13,18	25,27
70			1,20	12,57	13,34	25,91
80			1,10	12,92	13,59	26,51
90			1,00	13,11	13,72	26,87
100			0,90	13,15	13,72	27,48
110			0,86	13,50	13,98	28,60
120			0,82	13,80	14,80	28,83
130			0,78	14,03	14,80	29,00
140	40		0,74	14,20	14,80	29,10
150			0,70	14,30	14,80	29,16
160			0,66	14,36	14,80	29,16
170			0,62	14,36	14,80	29,16
180			0,58	14,36	14,80	29,16
190			0,54	14,36	14,80	29,16
200			0,50	14,36	14,80	29,16
300			0,40	15,40	15,53	30,93
400			0,35	16,64	16,99	33,63
440			0,33	16,97	17,15	34,12
100			1,06	14,20	14,78	28,98
110			1,00	14,57	15,04	29,61
120			0,95	14,85	15,36	30,21
130			0,90	15,09	15,50	30,59
160	60		0,78	15,59	16,01	31,60
170			0,76	15,90	16,32	32,22
180			0,74	16,19	16,44	32,63
190			0,72	16,39	16,09	33,08
400			0,45	18,89	19,08	37,97
440			0,42	19,39	19,45	38,84
200			0,80	17,71	18,03	35,74
300	80		0,60	18,85	19,02	37,87
400			0,50	19,91	20,01	39,92
440			0,48	20,47	20,73	41,20

Nota - Foram feitas no sentido de que o valor T`+1 fosse crescente com o raio de curvatura

Os pontos A e B são dois pontos quaisquer situados sobre as tangentes ou no prolongamento das mesmas, e conforme se meça o valor AB pelo lado interno ou externo da curva tem que se dotar o MN de um sinal negativo ou positivo respectivamente.

4.2.5 NOTA DE SERVIÇO

Nota de serviço é o conjunto de dados numéricos destinados a definir, em planta e em perfil, o desenvolvimento do pavimento.

Assim numa nota de serviço constarão todos os elementos que possibilitem a marcação de uma das camadas do pavimento visando sua execução.

Tome-se como referência básica a regularização, ou mesmo o reforço, não só por ser a camada mais inferior como também a mais larga e, uma vez executada, procede-se a marcação da camada subsequente, de acordo com a sua largura e sua espessura. A largura da regularização será chamada de regularização adotada.

A espessura do pavimento, determinada por intermédio de ensaio específico, será decomposta em parcelas correspondentes às camadas constituintes do pavimento, inclusive a regularização.

Na elaboração da nota de serviço é necessário ter, além da relocação e nivelamento, os dados referentes à superlargura e à superelevação calculadas da maneira exposta a seguir.

4.2.5.1 SUPERLARGURA

Superlargura é uma largura adicional dada à pista nos trechos em curva de modo a assegurar ao tráfego condições de segurança e comodidade.

De acordo com o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais – IPR / DNER - 1999, superlargura será determinada pela fórmula:

$$\Delta = n \left(R - \sqrt{R^2 - b^2} + \frac{V}{10\sqrt{R}} \right)$$

onde:

Δ = a largura, em m

n = o número de faixas de tráfego de uma pista

R = o raio de curvatura do eixo da pista, em m

V = a velocidade diretriz, em km/h

b = a distância, em m, entre os eixos da parte rígida do veículo e que normalmente considera-se igual a 6 m.

O valor de Δ encontra-se tabelado a seguir, em função da velocidade diretriz e do raio de curvatura, considerando a pista com duas faixas de tráfego. Os valores de R em cada tabela foram tomados até um máximo, acima do qual a superlargura pode ser considerada como constante.

A Tabela 21 a seguir apresenta os valores da super largura para diversas velocidades de projeto.

Tabela 21 - Valores para super largura

Velocidade 30 km/h

R	30	40	50	60	70	80	100	150	200	300	500
	1,80	1,40	1,20	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30

V-40 km/h

R	50	60	70	80	100	150	200	300	500
	1,80	1,40	1,20	1,00	0,90	0,70	0,50	0,40	0,30

V = 60 km/h

R	110	150	200	300	500	800
	1,0C	0,8C	0,7C	0,5C	0,4C	0,3C

V - 80 km/h

R	200	300	400	600	1000
	0,80	0,60	0,50	0,40	0,30

V - 100 km/h

R	340	400	600	1000	1 300
	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30

A marcação da superlargura far-se-á de modo crescente a partir do TS, segundo a fórmula:

$$S = \frac{l \cdot \Delta}{l_c}$$

onde:

S = é a superlargura em seção transversal situada na curva de transição l = distância dessa seção ao TS ou ST medida ao longo do eixo. l_c = comprimento da curva de transição.

Nas curvas circulares, de raio superior a 600 m, onde não há necessidade de transição, o valor de S será marcado todo no lado interno e será locado ao longo de um comprimento de transição fictício, tomado metade antes e metade após o PC, dado pela fórmula.

$$1c\% = \frac{3SI}{0,0025}$$

onde:

l é a inclinação transversal total (superelevação total) tabelada de acordo com as Normas para o Projeto das Estradas de Rodagem.

l • 0,02 0,03 0,04 0,05 0,06 0,07 0,08 0,09 0,10

1cm • 28 42 56 70 84 98 112 126 140

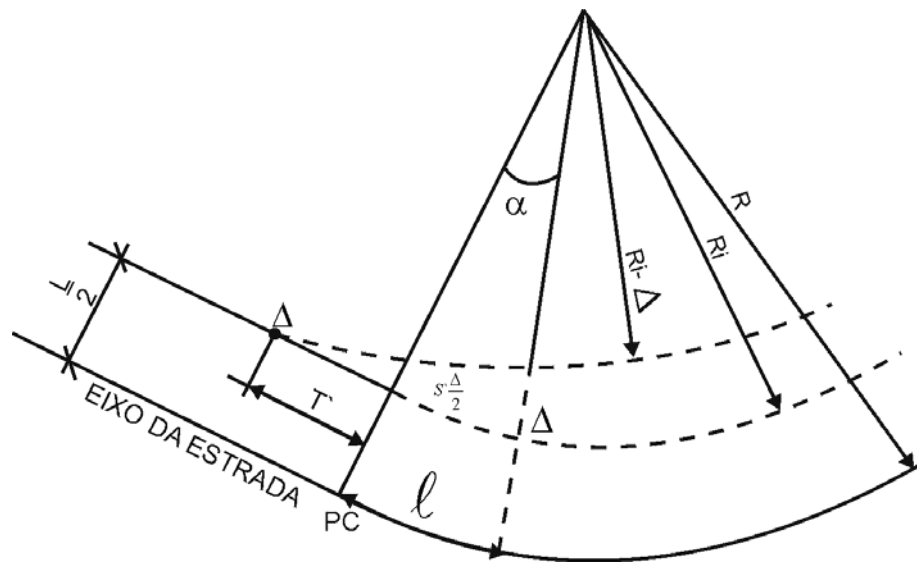
Nos casos de estrada de classe Especial e classe I, para curvas com raio menor que 600 m, e estradas de Classe II e III, para curvas de raio menor que 440 m, será usado, obrigatoriamente, a transição em espiral, determinada de acordo com o item 7.2.4, ao longo da qual fará linearmente a transição para a superlargura e para a superelevação.

Para as estradas de classe II e III, com raio de curvatura inferior a 440 m, a transição a empregar é a denominada circular de raio duplo, conforme o Art. 11 das Normas. O comprimento de transição nesse caso será estabelecido de acordo com o estudo feito pelo Eng^o Manoel Pacheco de Carvalho (ver Figura 31).

Se R_1 é o raio do bordo interno:

$R_1 = R \frac{1}{2}$ — e de acordo com Collins, as fórmulas que resolvem o problema são:

Figura 31 - Curva de transição



$$R' = 2R_1 - D$$

$$T' = \sqrt{\Delta R'}$$

$$a = 2 \text{ arc tg} \sqrt{\frac{\Delta}{R'}}$$

O comprimento de transição medido sobre o eixo curvo da estrada a partir do PC é dado por:

$$l = \frac{\pi R}{180} \alpha$$

O comprimento de transição propriamente dito é a soma de $T' + l = 1_c$ valor esse tabelado.

A Tabela 22 a seguir indica o processo de determinação de distâncias em curvas com PI inacessível.

Tabela 22 - Determinação da distância em curvas de PI inacessível

	<p>1 - DADOS</p> <p>$\overline{AB} = \dots\dots\dots$</p> <p>$\hat{A} = \dots\dots\dots$</p> <p>$\hat{B} = \dots\dots\dots$</p>
<p>II - VALORES AUXILIARES</p> <p>Ângulos:</p> <p>$\hat{AC} = \hat{A} + \hat{B} = \dots\dots\dots$</p> <p>$\hat{C} = 180 - \hat{AC} = \dots\dots\dots$</p> <p>$\hat{C} = 180 - \hat{AC} = \dots\dots\dots$</p> <p>$\frac{\hat{C}}{2} = \frac{180 - \hat{AC}}{2} = \dots\dots\dots$</p> <p>$\hat{D} = 180 - \hat{B} - \frac{\hat{C}}{2} = \dots\dots\dots$</p> <p>$E = 180 - \hat{D} = \dots\dots\dots$</p>	
<p>III - VALORES DOS PONTOS A e B ao PI</p>	
<p>$a = \overline{A.PI} = \frac{\overline{AB} \cdot \text{sen } B}{\text{sen } C} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$</p> <p>$b = \overline{B.PI} = \frac{\overline{AB} \cdot \text{sen } A}{\text{sen } C} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$</p>	
<p>IV - DEFINIÇÃO DO PONTO DE INTERSEÇÃO (M) DA BISSETRIZ NO PI COM BASE \overline{AB}</p>	
<p>$\overline{AM} = \frac{a \text{ sen } C/2}{\text{sen } E} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$</p> <p>$\overline{BM} = \frac{b \text{ sen } C/2}{\text{sen } D} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$</p>	
<p>V - VALOR DO SEGMENTO \overline{MN} MEDIDO NO CAMPO</p>	
<p>$\overline{MN} = \dots\dots\dots$ Sentido <input type="checkbox"/> Interno</p> <p style="text-align: right;"><input type="checkbox"/> Externo</p>	
<p>VI - CÁLCULO DE "e"</p> <p>$e = \frac{a \cdot \text{Sen } A}{\text{sen } E} \pm \overline{MN} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$</p> <p>$e = \frac{b \cdot \text{Sen } E}{\text{sen } D} \pm \overline{MN} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$</p>	

NOTA: O valor de \overline{MN} será positivo quando \overline{AB} for medido pelo lado externo da curva e negativo no caso contrário.

4.2.5.2 SUPERELEVAÇÃO

Superelevação é a inclinação transversal da pista nas curvas, feitas em torno do bordo de referência, de modo a assegurar as condições de segurança e conforto.

A mudança das condições de inclinação transversal nas curvas para as condições de pista em tangente, é feita ao longo da espiral de transição, calculada conforme já exposto. Ao longo da espiral a inclinação transversal cresce gradativamente, girando em torno do bordo de referência, segundo a fórmula:

$$i = \frac{l \cdot I}{l_c}$$

onde:

l = a distância da seção considerada ao TS ou ST;

I - a Superelevação total, tabelada de acordo com o artigo 33 das Normas;

l_c - o comprimento da espiral de transição.

A Tabela 23 abaixo indica os valores da superelevação para as diversas classes de rodovias.

Tabela 23 - Valores de superelevação

Especial

Raios	480	500	520	540	560	580	600	620	640	660	680	700	72	760	780	800
Incl. %	10,00	9,5	9,0	8,5	8,0	7,5	7,0	6,0	5,5	5,0	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0

Classe I

Raios	360	380	400	420	440	460	480	500	520	540	560	580	600
Incl. %	8,0	7,5	7,0	6,5	6,0	5,5	5,0	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0

Classe II

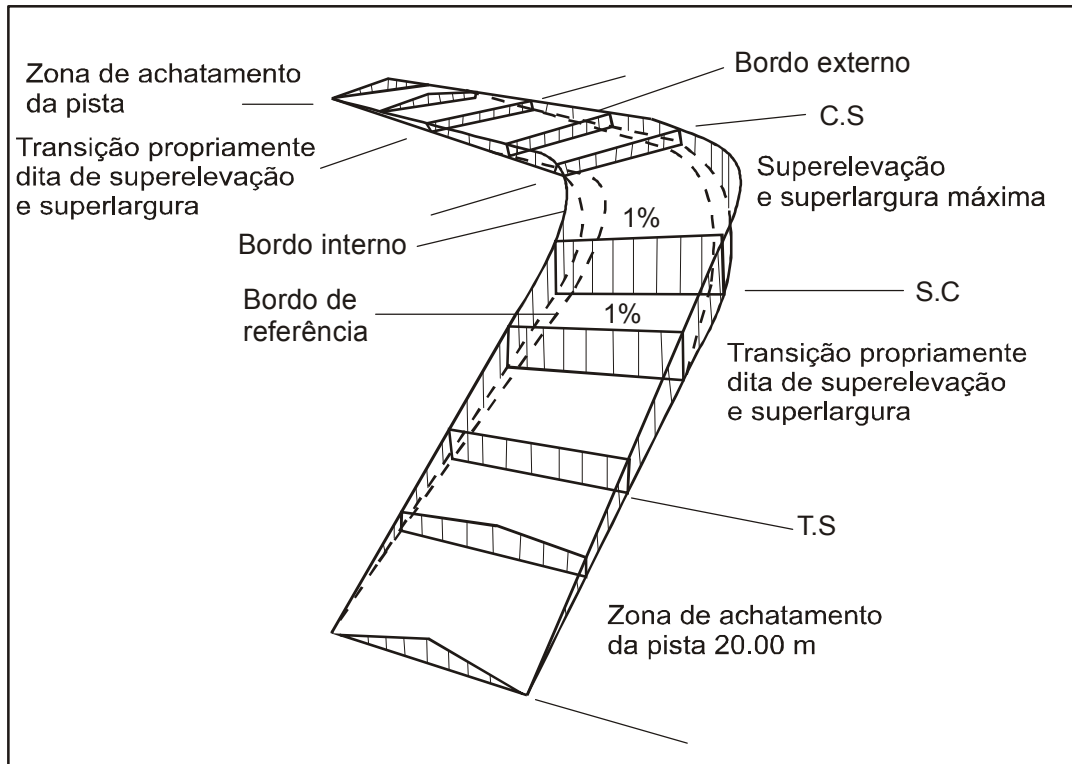
Raios	200	220	240	260	280	300	320	340	360	380	400	420	440
Incl. %	8,0	7,5	7,0	6,5	6,0	5,5	5,0	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0

Classe III

Raios	200	220	240	260	280	300	320	340	360	380	400	420	440
Incl. %	8,0	7,5	7,0	6,5	6,0	5,5	5,0	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0

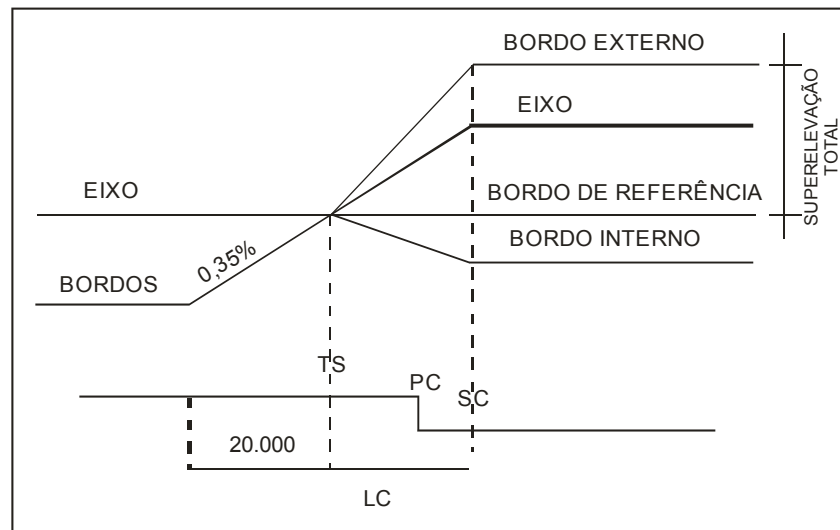
A mudança da situação da pista no TS ou ST para um trecho imediatamente antes ou após, conforme o caso, se faz ao longo dos 20 metros contíguos situados no trecho em tangente, isto é, para se atingir as condições da chapa de rolamento no TS (que é plana), partindo das condições em tangente (que é diedro), processa-se a elevação gradativa dos bordos, segundo uma inclinação constante, de modo a que se obtenha no TS uma situação em que o eixo e os bordos tenham a mesma cota. A partir daí começa-se, então, a girar a pista conforme já exposto, em torno do bordo da referência, até se atingir o valor tabelado (I) no SC (ver Figura 32).

Figura 32 - Superelevação



Deste modo tem-se, esquematicamente e em perfil, conforme mostra a Figura 33.

Figura 33 - Esquema de superelevação



4.2.5.3 CÁLCULO DA NOTA DE SERVIÇO

Uma vez o eixo locado, nivelado e desenhado o perfil juntamente com os dos bordos, fica-se dispondo dos elementos para elaboração da nota de serviço, de preferência referente à regularização.

Nos trechos em tangente lança-se um greide, sobre o do leito, de modo a se ter, sempre que possível, aterros de no mínimo 8 cm e no máximo 15 cm. Essa exigência deve

também ser verificada para os bordos (pontos distantes do eixo metade da largura da regularização adotada).

As cotas decorrentes do lançamento desse greide, obedecidas as exigências das Normas, serão denominadas de cotas do projeto correspondentes ao eixo do bordo direito e do bordo esquerdo. Estas duas últimas são iguais a menores que a do eixo, diferença essa dada pelo produto de 0,02 vezes a metade da largura da regularização adotada, correspondente à declividade transversal de 2%.

Assim, nos trechos em tangente, a confecção da nota de serviço resume-se em se lançar um greide de regularização sobre o leito existente, pelo eixo já locado e nivelado, observando-se as evidências das "Instruções para Regularização e Reforço do Subleito com Material Terroso" do DNER. De posse das cotas do eixo, deduz-se as dos bordos subtraindo-se 0,02 vezes a semilargura da regularização adotada.

Nos trechos em curva a grande diferença dos trechos em tangentes reside no fato de que nestes a chapa de rolamento apresenta-se, a grosso modo, sob a forma de um diedro ao passo que nas curvas a chapa de rolamento é chata, ou melhor é um plano, que sofrendo inclinação gradativamente crescente a partir do TS, atinge o valor preceituado para a superelevação no SC, em função do raio da curva, de acordo com as tabelas constantes nas Normas, mantendo-se constante até o CS, onde volta a decrescer até o ST onde volta a ter a forma de um diedro (ver Figura 42). Essa movimentação da chapa de rolamento nas curvas é feita em tomo do lado interno, sobre um ponto situado a uma distância do eixo igual à semilargura da regularização adotada. O lugar geométrico desses pontos ao longo da curva é chamado de bordo de referência.

Deste modo, o greide lançado sobre o perfil desenhado a partir de nivelamento feito, representará as cotas do projeto do eixo nos trechos em tangente e a partir dos TS representará as cotas de bordo de referência. Essa transposição do eixo para o bordo de referência, não apresenta maiores dificuldades porque no TS (e ST) os 3 pontos (eixo e bordos) tem a mesma cota (ver Figura 32).

Ainda na Figura 32 pode-se observar que se adota uma zona de aplanamento da pista, situada toda sobre a tangente, com uma extensão de 20 metros. A finalidade dessa zona é fazer com que a seção transversal no TS (ou ST) seja plana, a partir da qual se procede a inclinação transversal gradativa até se obter o valor 1% preceituado pelas Normas. Vê-se, pois, que no TS (ou ST) os bordos têm a mesma cota que o eixo. No caso de se ter uma curva situada num trecho de rampa máxima, pode-se aumentar a extensão da zona de aplanamento, devendo, nesse caso, anotar-se o acréscimo correspondente nas cotas de projeto dos bordos, da estaca que precede o TS ou que sucede o ST.

Atualmente o cálculo das Notas de Serviços é realizado com recursos da informática, por intermédio da aplicação do softwar TOPOGRAPH, da Santiago & Cintra, ou similares como o CIVIL da Autodesk.

4.2.6 CADERNETA - TIPO

A caderneta-tipo de nota de serviço de pavimentação, em cujas colunas se anotam, cronologicamente, os elementos numéricos, consta de 23 colunas discriminadas de acordo com o modelo anexo (ver Tabela 24), onde consta um exemplo.

- a) As duas primeiras colunas destinam-se à anotação das estacas (inteiras e intermediárias).
- b) Na coluna 3 anotam-se os elementos característicos do traçado em planta, localizando-se TS, SC, CS, etc-, ao passo que na coluna 4 são anotados os de perfil.
- c) Nas colunas 5 e 6 anotam-se as semilarguras da pista para a qual se calcula a nota de serviço (no caso a regularização). Para os trechos em tangentes elas são iguais, como também para as curvas com transição em espiral, sendo desiguais para as curvas circulares de raio maior que 600 m.

Nestas colunas anota-se, portanto, a semilargura da regularização adotada mais a metade da superlargura na estaca considerada.

- d) Na coluna 7 anota-se a taxa de inclinação transversal (superelevação) na estaca considerada, calculada de acordo com item 7.2.5.2.
- e) Na coluna 8 (acréscimo de cota para o eixo) será anotado o produto da semilargura da regularização adotada pela taxa de inclinação transversal (coluna 7) na estaca considerada. Nos trechos em tangente será o produto das colunas 5 ou 6 (iguais neste caso) pela taxa de abaulamento (2%).
- f) Na coluna 9 (acréscimo de cota para o bordo externo) será anotado o produto da largura da regularização adotada mais a metade da superlargura (coluna 5 ou 6), pela taxa de inclinação transversal na estaca considerada (coluna 7). No caso de curvas circulares com raio maior que 600 m, não haverá necessidade de se adicionar a metade da superelevação, pois sua marcação se faz toda pelo bordo interno.
- g) Na coluna 10 será adotado o produto da semi-superlargura (nos casos de transição em espiral) ou da superlargura total (nos casos de curvas com maior que 600 m) pela inclinação transversal na estaca considerada (coluna 7).
- h) Na coluna 11 será anotada a cota de projeto do bordo de referência, obtida pelo lançamento do greide sobre o subleito, isto é, o bordo de referência tem nas curvas a função fundamental de referência em perfil, tal como o eixo nas tangentes, a partir do qual são galgadas as outras cotas restantes do pavimento (eixo e bordo externo e interno), função essa exercida entre o TS e ST.
- i) Na coluna 12, bem como na coluna 20, anotam-se cotas obtidas pelo nivelamento de piquetes situados distantes do eixo, valores dados pelas colunas 5 e 6.
- j) Na coluna 16 é anotada a cota obtida pelo nivelamento do eixo.
- k) Nas colunas 13, 17 e 21 anotam-se as cotas do projeto tiradas do greide do projeto, isto é, daquele lançado sobre o do subleito em função das condições geométricas da rodovia. Nas tangentes projeta-se um greide para o eixo, tirando a partir daí o dos bordos. Nas curvas lança-se um greide correspondendo ao bordo de referência, galgando daí o do eixo e dos bordos interno e externo. É permitido, porém, se projetar

o greide sempre por um dos bordos, mesmo nos trechos em tangente, o qual será tido como o de referência e a partir do qual se determinará o greide do eixo e do outro bordo. Nas curvas, a coluna 17 será a soma das colunas 11 e 8 e a coluna 13 será a soma das colunas 11 e 9, no caso de curva para a direita, e será igual à coluna 11 menos a 10, no caso de curva para a esquerda; analogamente a coluna 21 será a soma das colunas 11 e 9, no caso de curva para a esquerda, e será igual à coluna 11 menos a 10, no caso de curva para a direita.

- l) As colunas 14,15, 18 e 19, 22 e 23 são diferenças entre as colunas 12 e 13, 16 e 17 e 20 e 21, respectivamente. Toda vez em que as colunas 13, 17 e 21 forem maiores que as correspondentes 12, 16 e 20 ocorre um aterro,devendo-se anotar a diferença nas colunas 15, 19 e 23. Em caso contrário, ocorre um corte, devendo-se anotar nas colunas 14,18 e 22, respectivamente.
- m) Na Tabela 24 consta um exemplo numérico abrangendo ambas as situações, em tangente e em curva.

Os Relatórios de Computador resultantes do empenho de recursos da informática para o calculo das Notas de Serviços já saem apropriadamente tabulados.

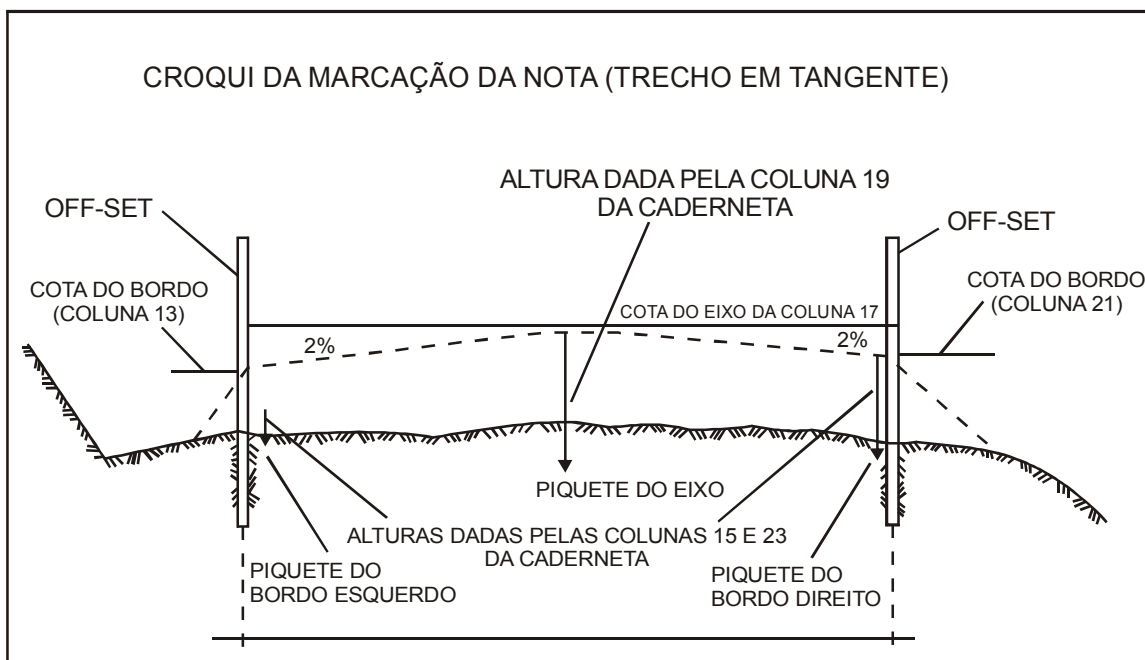
4.2.7 MARCAÇÃO NO CAMPO

A marcação da nota de serviço, consiste em se transportar para o campo os elementos numéricos constante da mesma.

a) Trecho em tangente

Serão cravadas, junto aos piquetes de bordo (ver Figura 34) estacas com cerca de 0,50 m de comprimento (podem ser usadas varas de bambu) nas quais serão postas duas marcas: uma correspondente à cota do eixo e outra à do bordo. Essas marcas são feitas da seguinte maneira: marca-se, com uso de uma escala métrica de madeira na vertical do piquete do eixo, a altura correspondente à coluna 17 da nota de serviço; com uso de uma linha e um nível de bolha se transporta essa cota para os bambus, (off-sets), fixados juntos aos piquetes dos bordos, pintando um traço vermelho horizontal. Abaixo dessa marca, feita em cada um dos off-sets e que corresponde à cota do eixo, pinta-se outro traço horizontal corresponde à cota do bordo, distante do outro um comprimento dado pelo produto da semilargura da regularização pela declividade transversal (2%), esse traço inferior deve estar acima do piquete do bordo correspondente, uma distância dada pelas colunas 22 e 14 da nota de serviço, conforme seja este o bordo direito ou o bordo esquerdo.

Figura 34 - Croqui da marcação da nota (Trecho em tangente)



A Figura 34 é um croqui em que são mostrados os detalhes da marcação da nota para os trechos em tangente, mostrando inclusive em pontilhado a conformação futura do pavimento, pois este será composto por camadas sucessivas e paralelas à regularização, não modificando assim a conformação inicial apresentada, havendo mudança somente no tocante à largura das camadas superiores.

A marcação das camadas seguintes à de regularização será feita obedecendo ao dimensionamento, no tocante à espessura, e a plataforma no que diz respeito à largura.

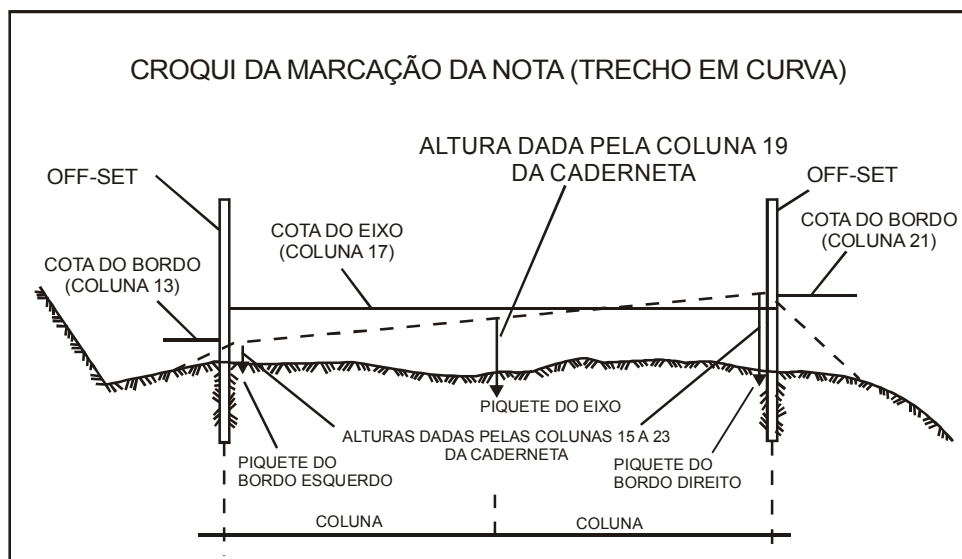
Para isso, e no caso da camada seguinte ser mais estreita, deverão ser tomados como referência os off-sets da regularização, a partir dos quais será medida para dentro da pista, a metade do excesso de cada lado, da largura da regularização sobre a camada subsequente. Será então, neste ponto, cravado o off-set da nova camada, onde será então marcada a espessura preconizada, conforme as prescrições do dimensionamento do pavimento.

No caso de se tratar de uma camada com a mesma largura da regularização, bastará pintar (com tinta diferente da usada anteriormente), acima das marcas existentes nos off-sets de regularização, outras cujas distâncias das primeiras definam a espessura da nova camada.

b) Trecho em curva

De modo análogo serão pintadas nos off-sets, usando o mesmo raciocínio as marcas correspondentes à cota do eixo, isto é, com uso de uma escala métrica, de uma linha e do nível de bolha se marca nos off-sets a cota do eixo (ver Figura 35). A marcação das cotas dos bordos é feita a partir dos piquetes correspondentes, tomando as alturas respectivas da nota de serviço.

Figura 35 - Croqui da marcação da nota (Trecho em curva)



Do mesmo modo, a marcação da camada imediatamente superior, deverá ser feita a partir dos off-sets da regularização, da maneira já descrita para os trechos em tangente.

A fim de facilitar qualquer relocação posterior, no caso de destruição dos off-sets, deve-se amarrar os TS e ST usando-se piquetões situados fora da plataforma (um de cada lado), anotando-se sua distância do ponto considerado, bem como a diferença de cotas entre os piquetões e do piquete do referido ponto.

Além disso, deve-se estabelecer, no mínimo, um RN a cada 2 km, aproveitando sempre que possível as cabeças e caixas de bueiros de greide ou outra qualquer obra-de-arte corrente.

4.3 PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO

4.3.1 ESTUDOS GEOTÉCNICOS

4.3.1.1 GENERALIDADES

Os estudos geotécnicos para o Projeto de Pavimentação compreendem:

- a) Estudos do Subleito
- b) Estudos de Ocorrências de Materiais para Pavimentação

O estudo do subleito de estradas de rodagem com terraplenagem concluída tem como objetivo o reconhecimento dos solos visando à caracterização das diversas camadas e o posterior traçado dos perfis dos solos para efeito do projeto de pavimento.

O estudo de ocorrências de materiais para Pavimentação tem como objetivo o reconhecimento e a caracterização dos materiais de jazidas como fonte de matéria-prima para a utilização na construção das diversas camadas de Reforço do Subleito, Sub-base, Base e Revestimento, de acordo com o projeto do pavimento.

Para efeito dos estudos geotécnicos são adotadas as seguintes definições:

- a) Prospecção e classificação expedida no campo: é a que resulta das sondagens e observação dos materiais quanto a cor, textura e consistência;
- b) Camadas de solos: são massas de solos contínuas e consideradas homogêneas sob o ponto de vista da classificação;
- c) Perfil de solos: é o desenho em escala conveniente, de um corte do subleito ou de uma seção de uma jazida até a profundidade sondada e que deverá ser feito de acordo com a classificação de laboratório.

Na execução dos estudos geotécnicos para o Projeto de Pavimentação são feitos os seguintes ensaios:

- a) Granulometria por peneiramento com lavagem do material na peneira de 2,0 mm (n° 10) e de 0,075 mm (n° 200);
- b) Limite de Liquidez;
- c) Limite de plasticidade;
- d) Limite de Construção em casos especiais de materiais do subleito;
- e) Compactação;
- f) Massa específica Aparente "in situ";
- g) Índice Suporte Califórnia (ISC)
- h) Expansibilidade no caso de solos lateríticos.

4.3.1.2 ESTUDO DO SUBLEITO

O reconhecimento dos solos do subleito é feito em duas fases:

- a) Sondagem no eixo e nos bordos da plataforma da rodovia para identificação dos diversos horizontes de solos (camadas) por intermédio de uma inspeção expedita do campo e coleta de amostras.
- b) Realização dos ensaios já citados nas amostras das diversas camadas de solo para um posterior traçado dos perfis de solos.

Para a identificação das diversas camadas de solo, pela inspeção expedita no campo, são feitas sondagens no eixo e nos bordos da estrada, devendo estas, de preferência, serem executadas a 3,50 m do eixo. Os furos de sondagem são realizados com trado ou pá e picareta.

O espaçamento máximo, entre dois furos de sondagem no sentido longitudinal, é de 100 m a 200 m, tanto em corte como em aterro, devendo reduzir-se, no caso de grande variação de tipos de solos. Nos pontos de passagem de corte para aterro devem ser realizados também furos de sondagem.

A profundidade dos furos de sondagem será, de modo geral, de 0,60 m a 1,00 m abaixo do greide projetado para a regularização do subleito. Furos adicionais de sondagem com profundidade de até 1,50 m abaixo do greide projetado para regularização poderão ser realizados próximos ao pé de talude de cortes, para verificação do nível do lençol de água (ver Projeto de Drenagem) e da profundidade de camadas rochosas.

Em cada furo de sondagem, devem ser anotadas as profundidades inicial e final de cada camada, a presença e a cota do lençol de água, material com excesso de umidade, ocorrência de mica e matéria orgânica.

Os furos de sondagem devem ser numerados, identificados - com o número de estaca do trecho da estrada em questão, seguidos das letras E, C ou D, conforme estejam situados no bordo esquerdo, eixo ou bordo direito. Deve ser anotado o tipo de seção: corte, aterro, seção mista ou raspagem, com as iniciais C, A, SM, R.

Os materiais para efeito de sua inspeção expedita no campo, - serão classificados de acordo com a textura, nos seguintes grupos:

- a) Bloco de rocha: pedaço isolado de rocha que tenha diâmetro superior a 1 m;
- b) Matacão: pedaço de rocha que tenha diâmetro médio superior a 25 cm e inferior a 1 m;
- c) Pedra de mão: pedaço de rocha que tenha diâmetro médio compreendido entre 76 mm e 25 cm;
- d) Pedregulho: fração de solo que passa na peneira de 76 mm (3") e é retida na peneira de 2,0 mm (n° 10);
- e) Areia:
 - Grossa: fração do solo compreendida entre as peneiras de 2,0 mm (n° 10) e 0,42 mm (n°40);
 - Fina: fração de solos compreendida entre as peneiras de 0,42 mm (n°40) e 0,075 mm (n° 200);
- f) Silte e Argila: fração de solo constituída por grãos de diâmetro abaixo de 0,075 mm.

São usadas, na descrição das camadas de solos, combinações dos termos citados como, por exemplo, pedregulho areno-siltoso, areia fina-argilosa, etc.

Deverão também ser anotadas as presenças de mica e matéria orgânica.

As anotações referentes a Bloco de Rocha, Matacão e Pedra de Mão, complementarão a descrição das camadas, quando for o caso.

Para a identificação dos solos pela inspeção expedita, são usados testes expeditos, como: teste visual, do tato, do corte, da dilatância, da resistência seca, etc. A cor do solo é elemento importante na classificação de campo. As designações "siltoso" e "argiloso" são dadas em função do I.P., menor ou maior que 10, do material passando na peneira de 0,42 mm (n° 40). O solo tomará o nome da fração dominante, para os casos em que a fração passando na peneira n° 200 for menor ou igual a 35%; quando esta fração for maior que 35%, os solos são considerados siltes ou argilas, conforme seu I.P. seja menor ou maior que 10.

Todos os elementos referidos, obtidos durante a inspeção expedita, são anotados no "Boletim de Sondagem", conforme a Tabela 25.

A medida que forem sendo executadas as sondagens e procedida a inspeção expedita no campo, são coletadas amostras para a realização dos ensaios de laboratório; esta coleta deve ser feita em todas as camadas que aparecem numa seção transversal, de preferência onde a inspeção expedita indicou maiores espessuras de camadas. Para os ensaios de caracterização (granulometria, LL e LP) é coletada, de cada camada, uma amostra representativa para cada 100 m ou 200 m de extensão longitudinal, podendo o espaçamento ser reduzido no caso de grande variação de tipos de solos. Tais amostras devem ser acondicionadas convenientemente e providas de etiquetas onde constem a estaca, o número de furo de sondagem, e a profundidade, tomando, depois, um número de registro em laboratório.

Para os ensaios de Índice Suporte Califórnia (I.S.C.) retira-se uma amostra representativa de cada camada, para cada 200 m de extensão longitudinal, podendo este número ser aumentado em função da variabilidade dos solos.

As determinações de massa específica aparente seca "in situ" do subleito e retiradas de amostras para o ensaio de compactação, quando julgadas necessárias são feitas com o espaçamento dos furos no sentido longitudinal, no eixo e bordos, na seguinte ordem: bordo direito, eixo, bordo esquerdo, etc. As determinações nos bordos devem ser em pontos localizados a 3,50 m do eixo. Mediante comparação entre os valores obtidos "in situ" e os laboratórios, para cada camada em causa, determina-se o grau de compactação.

Para materiais de subleito, o **DNIT** utiliza o ensaio de compactação AASHTO. normal, exigindo um grau mínimo de compactação de 100% em relação a este ensaio, sendo o I.S.C. determinado em corpos-de-prova moldados nas condições de umidade ótima e densidade máxima correspondentes a este ensaio.

Em geral, o I.S.C. correspondente a estas condições é avaliado mediante a moldagem de 3 corpos-de-prova com umidades próximas a umidade ótima.

Para fins de estudos estatísticos dos resultados dos ensaios realizados nas amostras coletadas no subleito, as mesmas devem ser agrupadas em trechos com extensão de 20 km ou menos, desde que julgados homogêneos dos pontos de vista geológico e pedológico.

Os resultados dos ensaios de laboratórios devem constar de um "Resumo de Resultados de Ensaios", conforme Tabela 26, notando-se que, para dar generalidade ao modelo, figuram ensaios que podem não ser feitos durante o reconhecimento do subleito.

Com base na Tabela 26, é feita separadamente, para cada grupo de solos da classificação TRB, uma análise estatística dos seguintes valores:

- Percentagem, em peso, passando nas peneiras utilizadas no ensaio de granulometria. Geralmente são analisadas as percentagens, passando nas peneiras n° 10, n° 40 e n° 200.
- LL
- IP
- IG

- ISC
- Expansão (ISC)

O **DNIT** tem utilizado o seguinte plano de amostragem para a análise estatística dos resultados dos ensaios:

Chamando $X_1, X_2, X_3 \dots, X_n$, os valores individuais de qualquer uma das características citadas, tem-se:

$$X_{\max} = \bar{X} + \frac{1,29\sigma}{\sqrt{N}} + 0,68\sigma \qquad \bar{X} = \frac{\sum X}{N}$$

$$X_{\min} = \bar{X} - \frac{1,29\sigma}{\sqrt{N}} - 0,68\sigma \qquad \sigma = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N-1}}$$

onde:

N = Número de amostras

X = valor individual

\bar{X} = média aritmética

σ = desvio padrão

X_{\min} = valor mínimo provável, estatisticamente

X_{\max} = valor máximo provável, estatisticamente

$N > 9$ (número de determinações feitas)

Tabela 26 - Resumo dos resultados dos ensaios

QUADRO-RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS	Reg. Amostra																						
	EIXO	L.Dir.																					
		L.Esq																					
	PROFUNDIDADE																						
	GRANULOMETRIA	PENEIRAS	2"																				
			1"																				
			3/8"																				
			4																				
			10																				
			40																				
200																							
LIMITES FISICOS	LL																						
	IP																						
F.A.																							
I.G.																							
Classificação HRB																							
FAIXA																							
COMPACTAÇÃO	LAB	Umid.																					
		Dens.																					
	CAMPO	Umid.																					
		Dens.																					
% COM																							
ENSAIO DE INDICE SUPORTE CALIFÓRNIA	CPC.....Golpes	CPC.....Golpes	Umid.																				
			Dens.																				
			Exp.																				
		CPC.....Golpes	I.S.C.																				
			Umid.																				
			Dens.																				
	CPC.....Golpes	CPC.....Golpes	Exp.																				
			I.S.C.																				
			Umid.																				
		CPC.....Golpes	Dens.																				
			Exp.																				
			I.S.C.																				
I.S.C. Final																							
EEP Final																							
Observações																							

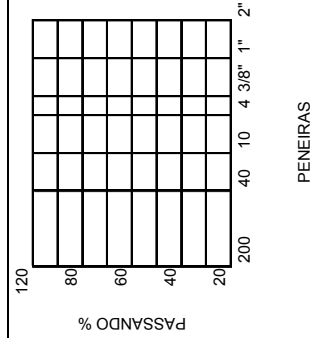
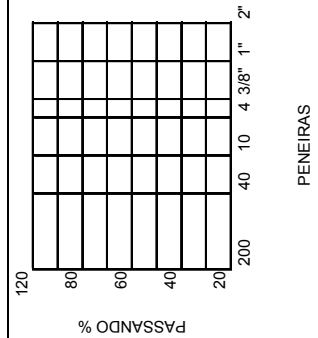
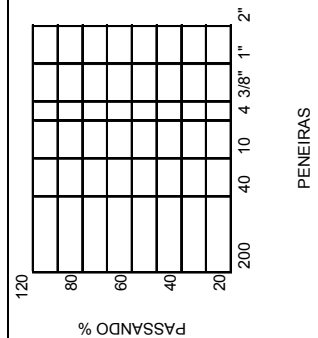
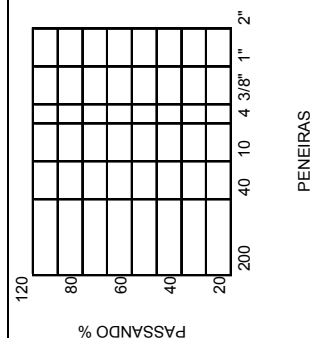
Outros critérios de análise estatística para a determinação de valores máximos e mínimos prováveis poderão ser utilizados desde que devidamente justificados.

A análise estatística dos diversos grupos de solos encontrados no subleito pode ser apresentada, conforme a Tabela 27.

Os perfis (longitudinal) dos solos poderão ser desenhados de acordo com as convenções da Figura 36 e do exemplo anexo (Figura 37).

Tabela 27 - Perfil longitudinal dos solos

		ANÁLISE DOS SOLOS DO SUBTRECHO n° _____ ESTACA _____ A ESTACA _____										QUADRO - RESUMO				
GRUPO DE SOLOS		Nº Valor n	média x	desv. pad. σ	MÍNIMA	MÁXIMA	Nº Valor n	média x	desv. pad. σ	MÍNIMA	MÁXIMA	Nº Valor n	média x	desv. pad. σ	MÍNIMA	MÁXIMA
ANÁLISE ESTATÍSTICA GRANULOMETRIA	2"															
	1"															
	3/8"															
	Nº 4															
	Nº 10															
	Nº 40															
COMPACTAÇÃO	Nº 200															
	LL															
	IP															
	IG															
UMIDADE ÓTIMA																
DENS. MÁXIMA																
EXPANSÃO																
I.S.C.																
FAIXA GRANULOMÉTRICA																
ISC p/PROJETO																



PENEIRAS

PENEIRAS

PENEIRAS

PENEIRAS

Figura 36 - Convenção para representação dos materiais

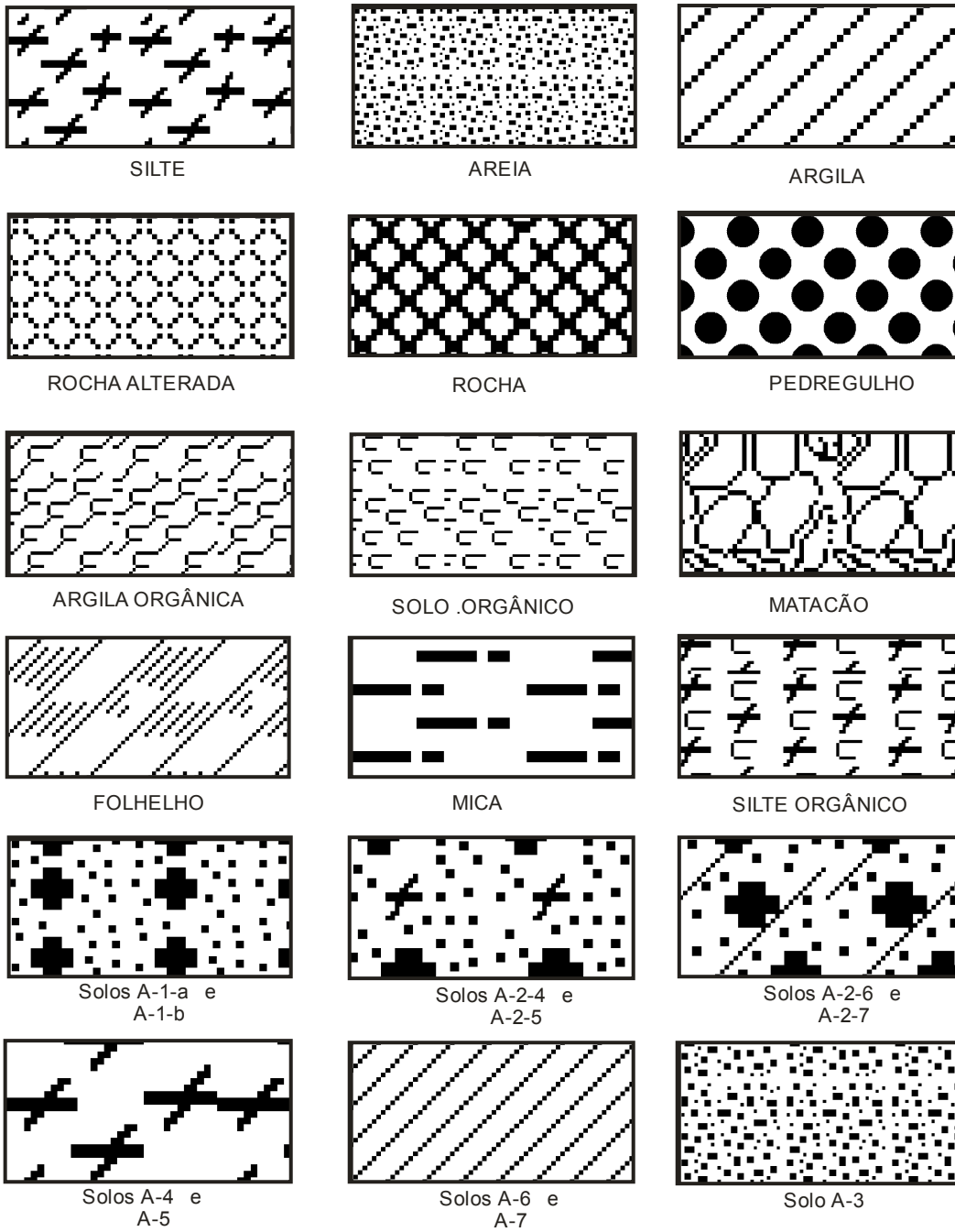
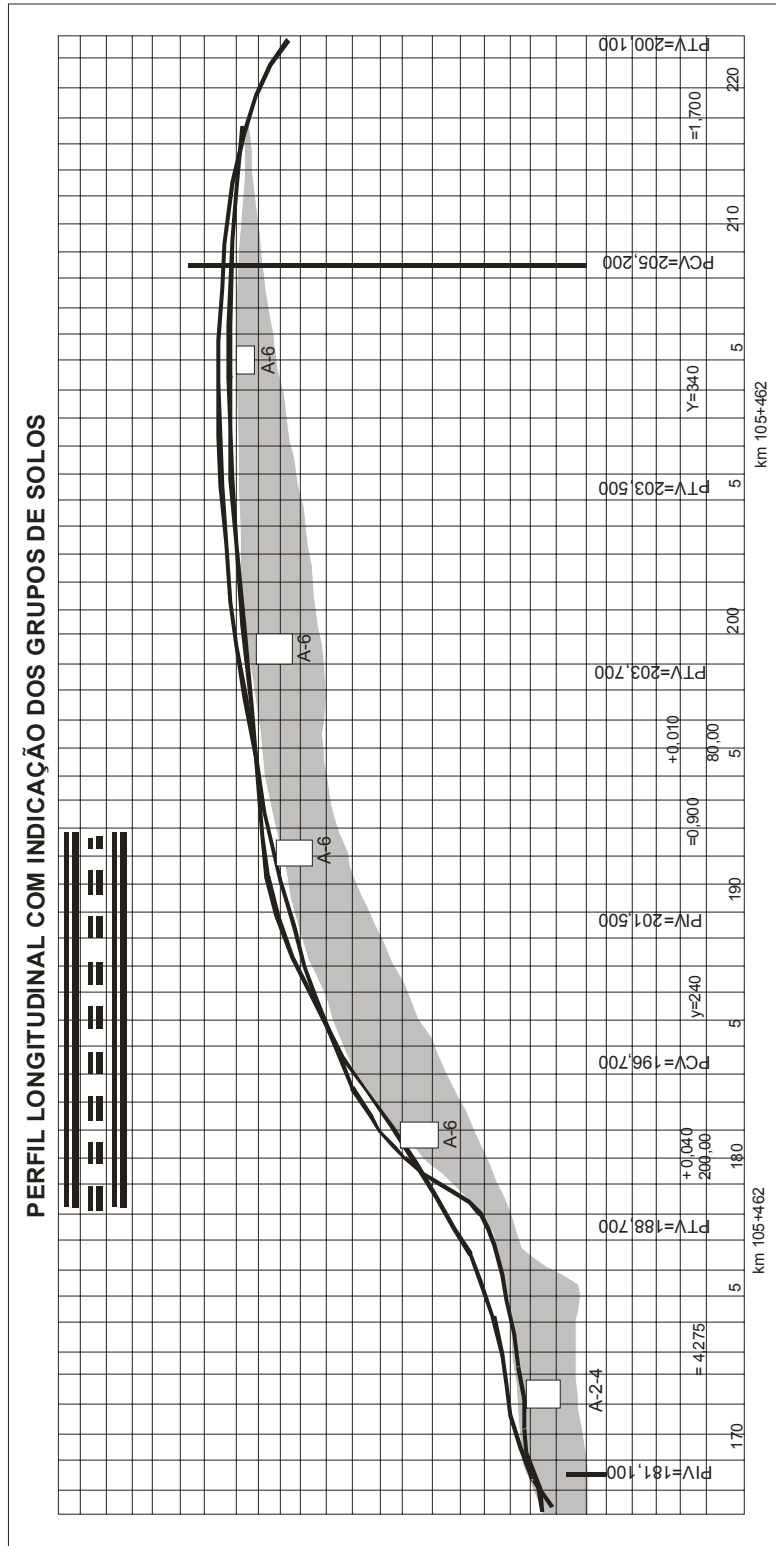


Figura 37 - Perfil longitudinal com Indicação dos grupos de solos



4.3.1.3 ESTUDO DAS OCORRÊNCIAS DE MATERIAIS PARA PAVIMENTAÇÃO

O estudo das ocorrências de Materiais para Pavimentação é feito em duas fases com base nos dados de geologia e pedologia da região isto é:

- a) Prospecção Preliminar

- b) Prospecção Definitiva durante os trabalhos é feita também a localização das fontes de abastecimentos de água.

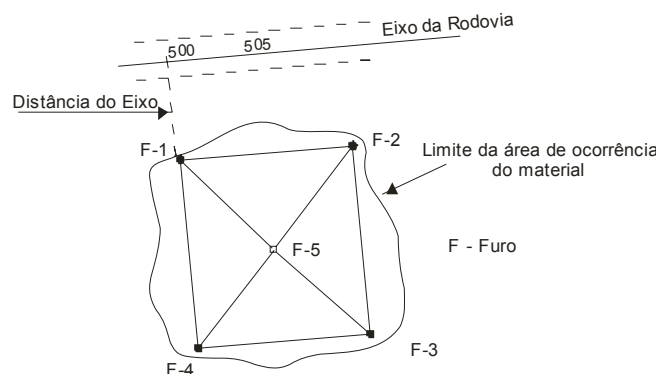
A prospecção é feita para se identificar as ocorrências que apresentam a possibilidade de seu aproveitamento, tendo em vista a qualidade do material e seu volume aproximado. A prospecção preliminar, compreende:

- a) Inspeção expedita no campo;
- b) Sondagens; e
- c) Ensaios de laboratórios.

Assim sendo nas ocorrências de materiais julgados aproveitáveis na inspeção de campo, procede-se de seguinte modo (Figura 38):

- a) Delimita-se, aproximadamente, a área onde existe a ocorrência do material;
Faz-se 4 e 5 furos de sondagem na periferia e no interior da área delimitada, convenientemente localizados até à profundidade necessária, ou compatível com os métodos de extração a serem adotados;
- b) Coleta-se em cada furo e para cada camada, uma amostra suficiente para o atendimento dos ensaios desejados. Anota-se as cotas de mudança de camadas, adotando-se uma denominação expedita que as caracterize. Assim, o material aparentemente imprestável, constituinte da camada superficial, será identificado com o nome genérico de capa ou expurgo. Os outros materiais próprios para o uso, serão identificados pela sua denominação corrente do lugar, como: cascalho, seixos, etc;
- c) Faz-se a amarração dos furos de sondagem, anotando-se as distâncias aproximadas entre os mesmos e a posição da ocorrência em relação à rodovia em estudo.

Figura 38 - Esquema de sondagem para prospecção de materiais



Uma ocorrência será considerada satisfatória para a prospecção definitiva, quando os materiais coletados e ensaiados quanto a:

- a) Granulometria por peneiramento com lavagem do material na peneira de 2,0 mm (n° 10) e de 0,075 mm (n° 200);
- b) Limite de Liquidez LL.;
- c) Limite de plasticidade LP;
- d) Equivalente de Areia;
- e) Compactação;

f) Índice Suporte Califórnia - ISC;

ou pelo menos, parte dos materiais existentes satisfizerem as especificações vigentes, ou quando houver a possibilidade de correção, por mistura, com materiais de outras ocorrências.

As exigências para os materiais de reforço do subleito, sub-base e base estabilizada, são as seguintes:

Para reforço do subleito: características geotécnicas superiores a do subleito, demonstrados pelos ensaios de ISC. e de caracterização (Granulometria, LL, LP).

Para sub-base granulometricamente estabilizada: $ISC^3 \geq 20$ e índice do Grupo IG = O para qualquer tipo de tráfego.

Para base estabilizada granulometricamente:

- a) Limite de Liquidez máximo
- b) 25% índice de plasticidade máximo: 6%
- c) • Equivalente de Areia mínimo: 30%

Caso o Limite de Liquidez seja maior que 25% e/ou índice de plasticidade, maior que 6, poderá o solo ser usado em base estabilizada, desde que apresente Equivalente de Areia maior que 30%, satisfaça as condições de Índice Suporte Califórnia e se enquadre nas faixas granulométricas citadas adiante. O Índice Suporte Califórnia deverá ser maior ou igual a 60 para qualquer tipo de tráfego; a expansão máxima deverá ser 0,5%. Poderá ser adotado um ISC até 40, quando economicamente justificado, em face da carência de materiais e prevendo-se a complementação da estrutura do pavimento pedida pelo dimensionamento pela construção de outras camadas betuminosas.

Quanto à granulometria, deverá estar enquadrada em uma das faixas das especificações (Tabela 28):

Tabela 28 - Granulometria dos materiais

TIPOS PENEIRA	I				II	
	A	B	C	D	E	F
	% em peso passando					
2"	100	100	—	—	—	—
1"		75-90	100	100	100	100
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	...	—
Nº4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
Nº10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
Nº40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
Nº200	2-8	5-15	5-15	10-25	6-20	8-25

A prospecção preliminar das pedreiras é realizada mediante as indicações geológicas, procurando-se avaliar no local por meio de sondagens e de levantamento expeditos:

- a) O volume de capa ou de expurgo da pedreira;
- b) A altura e a largura da frente de exploração de rocha aparentemente sã da pedreira.

A prospecção definitiva das ocorrências de materiais compreende:

- a) Sondagens e coleta de amostras
- b) Ensaio de laboratório
- c) Avaliação de volume das ocorrências

Uma vez verificada a possibilidade de aproveitamento técnico-econômico de uma ocorrência, com base nos ensaios de laboratório - realizados nas amostras coletadas nos furos feitos de acordo com a prospecção preliminar, será, então, feito o estudo definitivo da mesma e sua cubagem. Para isso, lança-se um reticulado com malha de 30 m ou mais de lado, dentro dos limites da ocorrência selecionada, onde serão feitos os furos de sondagem.

Em cada furo da malha ou no seu interior, para cada camada de material, será feito um Ensaio de Granulometria por peneiramento, de Limite de Liquidez de Limite de plasticidade e de Equivalente de Areia (quando for indicado).

No caso de existirem camadas com mais de 1,00 m de espessura, deve-se executar os ensaios acima citados, para cada metro de profundidade dessa camada. Para determinação do índice Suporte Califórnia (ISC) a mesma orientação deverá ser seguida, ensaiando-se materiais de furos mais espaçados, se for o caso.

O Ensaio de índice Suporte Califórnia para ocorrência de solos e materiais granulares, é feito utilizando os corpos-de-prova obtidos no ensaio de compactação, ou os três que mais se aproximem do ponto de massa específica aparente máxima, de acordo com o método padronizado do DNER.

Quando solicitado, são realizados também ensaios de Determinação de Massa Específica Aparente "in situ" do material "in natura".

As quantidades mínimas de materiais de ocorrência a serem reconhecidas, para cada quilometro de pavimento de estrada, são aproximadamente as seguintes:

Regularização e reforço do subleito	2 500m ³
Sub-base	2 000m ³
Base	2 000m ³
Areia	300m ³
Revestimento (Pedreiras)	500m ³

No que se refere às pedreiras, será obedecido o que recomenda a Norma ABNT 6490/85 (NB-28/68), para "Reconhecimento e Amostragem para Fins de Caracterização das Ocorrências de Rochas".

A coleta de amostras de rochas para serem submetidas aos ensaios correntes de:

- a) Abrasão Los Angeles
- b) Sanidade
- c) Adesividade

é realizada através de sondagens rotativas ou então, quando a ocorrência assim o permitir, por extração por meios de furos com barra-mina e explosivos no paredão rochoso.

Quando for necessário, os ensaios correntes poderão ser complementados pelos exames de Lâmina e de Raio X do material coletado.

A cubagem do material poderá ser realizada por auscultação a barra-mina. Quando necessário, poderá ser providenciado o lançamento de um reticulado com lados de 10m a 20m aproximadamente. Admite-se que seja considerado como rocha, o maciço abaixo da capa de pedreira.

Os resultados das sondagens e dos ensaios dos materiais das amostras das ocorrências de solos e materiais granulares são apresentados através dos seguintes elementos:

- a) Boletim de Sondagem (Tabela 25)
- b) Quadro-resumo dos Resultados dos Ensaios (Tabela 26)
- c) Análise estatística dos Resultados (Figura 39)
- d) Planta de Situação das Ocorrências (Figura 40)
- e) Perfis de Sondagem típicos (Figura 41)

Geralmente para cada ocorrência é apontada a designação de J-I, J -2 etc...

Os resultados das sondagens e dos ensaios dos materiais rochosos (Pedreiras) são também apresentados de maneira similar às ocorrências de solos e materiais granulares, sendo apontado para cada pedreira a designação de P1, P2 etc... (Ver Figura 40).

A apresentação dos resultados é complementada mediante um esquema geral de todas as ocorrências e das fontes de abastecimento de água do trecho estudado, conforme mostrado no exemplo anexo (Figura 41).

Figura 39 - Análise estatística dos resultados de sondagem

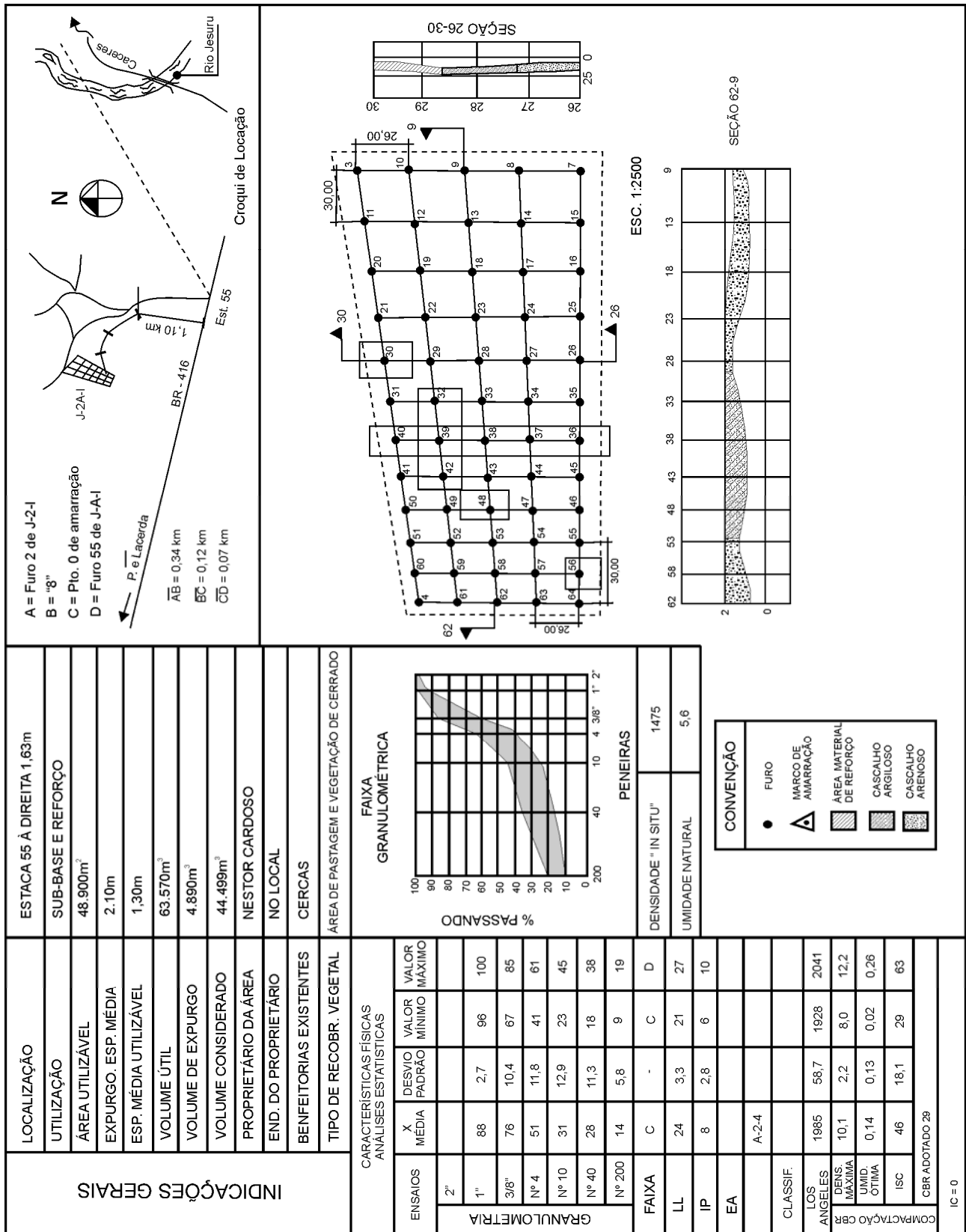
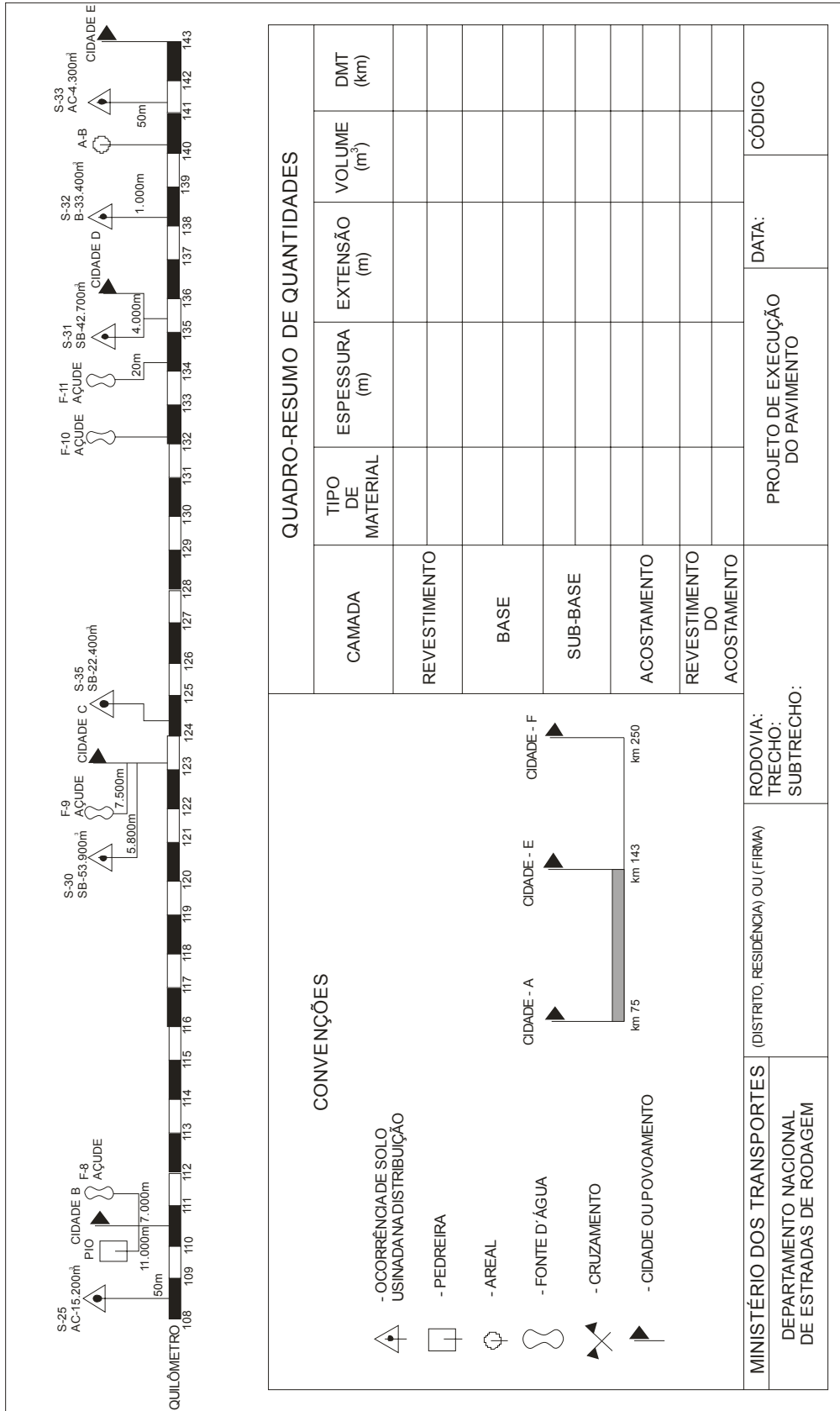


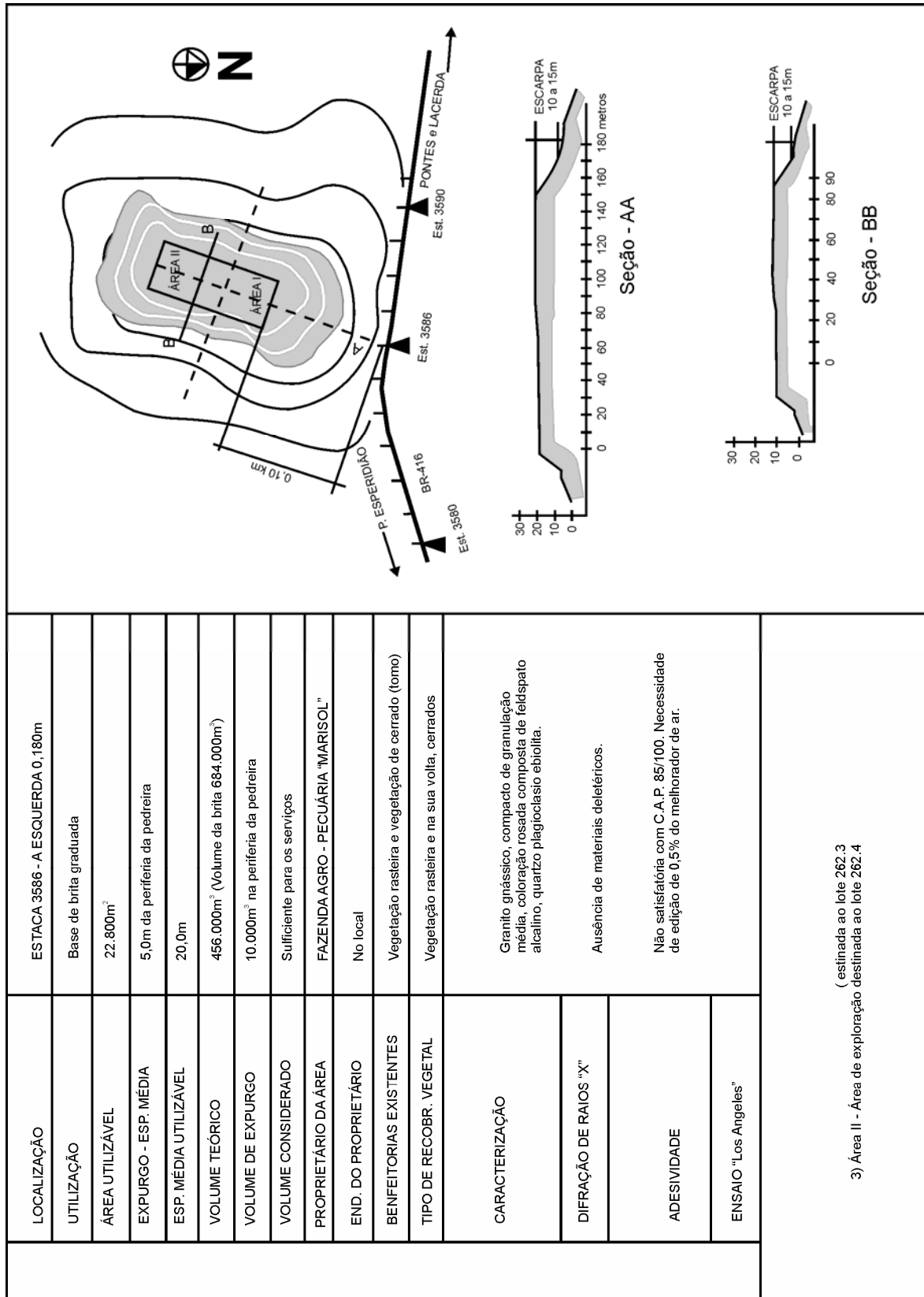
Figura 40 - Planta de situação das ocorrências



QUADRO-RESUMO DE QUANTIDADES					
CAMADA	TIPO DE MATERIAL	ESPESSURA (m)	EXTENSÃO (m)	VOLUME (m ³)	DMT (km)
REVESTIMENTO					
BASE					
SUB-BASE					
ACOSTAMENTO					
REVESTIMENTO DO ACOSTAMENTO					
					DATA:
					PROJETO DE EXECUÇÃO DO PAVIMENTO
					CÓDIGO

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES	RODOVIA:
DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM	TRECHO:
(DISTRITO, RESIDÊNCIA) OU (FIRMA)	SUB TRECHO:

Figura 41 - Perfis de sondagens típicas



4.3.2 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO

4.3.2.1 PAVIMENTO FLEXÍVEL - MÉTODO DO DNER

O método tem como base o trabalho "Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume", da autoria de W.J. Turnbull, C.R. Foster e R.G. Ahlvin, do Corpo de Engenheiros do Exército dos E.E.U.U. e conclusões obtidas na Pista Experimental da AASHTO.

Relativamente aos materiais integrantes do pavimento, são adotados coeficientes de equivalência estrutural tomando por base os resultados obtidos na Pista Experimental da AASHTO, com modificações julgadas oportunas.

A Capacidade de Suporte do subleito e dos materiais constituintes dos pavimentos é feita pelo CBR, adotando-se o método de ensaio preconizado pelo DNER, em corpos-de-prova indeformados ou moldados em laboratório para as condições de massa específica aparente e umidade especificada para o serviço.

O subleito e as diferentes camadas do pavimento devem ser compactadas de acordo com os valores fixados nas "especificações Gerais", recomendando-se que, em nenhum caso, o grau de compactação calculado estaticamente deve ser inferior a 100% do que foi especificado.

Para solos granulares com granulação grossa deverá ser empregada a energia de compressão correspondente ao proctor modificado.

Os materiais do subleito devem apresentar uma expansão, medida no ensaio C.B.R., menor ou igual a 2% e um C.B.R. $\geq 2\%$.

Classificação dos materiais empregados no pavimento.

- a) Materiais para reforço do subleito, os que apresentam C.B.R. maior que o do subleito e expansão $\leq 1\%$ (medida com sobrecarga de 10 lb)
- b) Materiais para sub-base, os que apresentam C.B.R. $\geq 20\%$, I.G. = 0 e expansão $\leq 1\%$ (medida com sobrecarga de 10 lb)
- c) Materiais para base, os que apresentam: C.B.R. $\geq 80\%$ e expansão $\leq 0,5\%$ (medida com sobrecarga de 10 lb), Limite de liquidez $\leq 25\%$ e Índice de plasticidade $\leq 6\%$

Caso o limite de liquidez seja superior a 25% e/ou índice de plasticidade seja superior a 6; o material pode ser empregado em base (satisfeitas as demais condições), desde que o equivalente de areia seja superior a 30.

Para um número de repetições do eixo-padrão, durante o período do projeto $N \leq 5 \times 10^6$, podem ser empregados materiais com C.B.R. $\geq 60\%$ e as faixas granulométricas E e F já citadas.

Os materiais para base granular devem ser enquadrar numa das seguintes faixas granulométricas (Tabela 29):

Tabela 29 - Granulometria para base granular

Tipos Peneiras	Para N > 5 x 10 ⁶			Para N < 5 x 10 ⁶			Tolerâncias da faixa de projeto
	A	B	C	D	E	F	
	% em peso passando						
2"	100	100	-	-	-	-	±7
1"	-	75-90	100	100	100	100	±7
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-	±7
N° 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	10-100	±5
N° 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100	±5
N° 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70	±2
N° 200	2-8	5-15	5-15	10-25	6-20	8-25	±2

A fração que passa na peneira n° 200 deve ser inferior a 2/3 da fração que passa na peneira n° 40. A fração graúda deve apresentar um desgaste Los Angeles igual ou inferior a 50. Pode ser aceito um valor de desgaste maior, desde que haja experiência no uso do material.

Em casos especiais podem ser especificados outros ensaios representativos da durabilidade da fração graúda.

Para o caso de materiais lateríticos, as "especificações Gerais" fixarão valores para expansão, índices de consistência, granulometria e durabilidade da fração graúda.

Tráfego - O pavimento é dimensionado em função do número equivalente (N) de operações de um eixo tomado como padrão, durante o período de projeto escolhido. A Figura 52, dão os fatores de equivalência de operação entre eixos simples e em "tandem", com diferentes cargas e o eixo simples padrão com carga de 8,2 t (18.000 lb).

Sendo V₁ o volume médio diário de tráfego no ano de abertura, num sentido e admitindo-se uma taxa t% de crescimento anual, em progressão aritmética, o volume médio diário de tráfego, V_m, (num sentido) durante o período de P anos, será:

$$V_m = \frac{V_1 [2 + (P - 1)t / 100]}{2}$$

O volume total de tráfego, (num sentido) durante o período, V_t, será:

$$V_t = 365 \times P \times V_m$$

Admitindo-se uma taxa t% de crescimento anual em progressão geométrica, o volume total do tráfego, V_t, durante o período é dado por:

$$V_t = \frac{365 V_1 [(1 + t / 100)^P - 1]}{t / 100}$$

Conhecido V_t, calcula-se N, que é o número equivalente de operações do eixo simples padrão durante o período de projeto e o parâmetro de tráfego usado no dimensionamento.

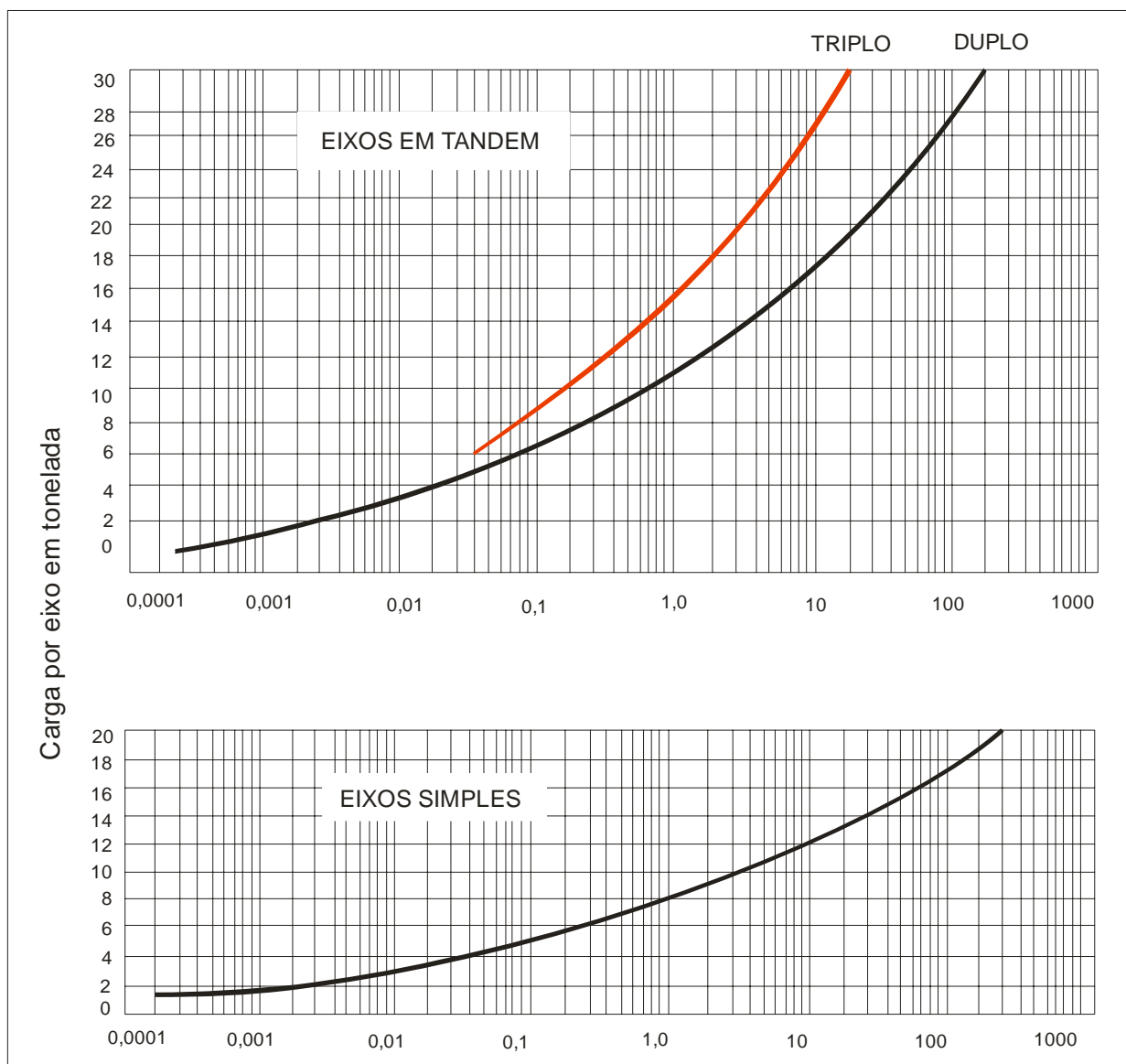
$$N = V_t \times (F.E) \times (F.C) \times (F.E) \times (F.C) = F.V$$

$$N = V_t \times (F.V)$$

F.E é um fator de eixos, isto é, um número que, multiplicado pelo número de veículos, dá o número de eixos correspondentes. F.C é um fator de carga, isto é, um número que, multiplicado pelo número de eixos que operam, dá o número de eixos equivalentes ao eixo padrão. F.V é um fator de veículo, isto é, um número que multiplicado pelo número de veículos que operam, dá, diretamente, o número de eixos equivalentes ao eixo padrão.

Para o cálculo de F.E, F.C e F.V, é necessário conhecer a composição de tráfego. Para isto, é necessário fazer uma contagem do tráfego na estrada que se está considerando, estudando-se um certo volume total do tráfego, V_t (para o período de amostragem). Faz-se contagem do número total de eixos n , e pesam-se todos esses eixos (Figura 42).

Figura 42 - Fatores de equivalência de operação



Tem-se $n = V_t \times (F.E)$, donde, $F. E = \frac{n}{V_t}$

Com os dados de pesagem, organiza-se uma tabela (Tabela 30), como o seguinte, agrupando-se os diversos eixos por intervalos de carga, representados pelo seu ponto central:

Tabela 30 - Determinação do fator de operações

(1)	(2)	(3)	(4)
	percentagem	Fator de equivalência	Fator de operações
Eixos Simples (t)			
Eixos tandem (t)			

Os valores da coluna 3 são obtidos da Figura 42. Os valores da coluna 4 são os produtos dos valores da coluna 2 pelos da coluna 3. O somatório dos valores da coluna 4 representa o produto 100 x (F.C), isto é, Equivalência = 100 F.C

$$\text{Donde, } F \cdot C = \frac{\text{Equivalência}}{100}$$

F.V = (F.E) x (F.C) Normalmente, o cálculo de N é feito de acordo com as seguintes etapas:

- Cálculo de Vt através de dados estatísticos da estrada que se está considerando, incluindo-se a fixação de VI (onde devem ser levados em conta os tráfegos gerado e desviado), do tipo de crescimento e de sua taxa t. O cálculo de Vt pode ser feito também em face de um estudo econômico da região.
- Cálculo de F.V, através dos F.V individuais (F.Vi) para as diferentes categorias de veículos, determinadas numa estação de pesagem representativa da região e das percentagens Pi (determinada no item a) com que estas categorias de veículos ocorrem na estrada que está sendo considerada.

$$F \cdot V = \frac{\sum (P_i) \times (F \cdot V_i)}{100}$$

Os diferentes veículos são classificados pelo DNIT nas seguintes categorias:

- automóveis
- ônibus
- caminhões leves, com dois eixos simples, de rodas simples
- caminhões médios, com dois eixos, sendo o traseiro de rodas duplas
- caminhões pesados, com dois eixos, sendo o traseiro "tandem"
- reboques e semi-reboques: as diferentes condições de veículos, em unidades múltiplas.

Os F.Vi para automóveis e caminhões leves (embora calculáveis) são desprezíveis, interessando especialmente, os F. Vi para caminhões médios, pesados e reboques e semi-reboques.

NOTA: Fator climático Regional - Para levar em conta as variações de umidade dos materiais do pavimento durante as diversas estações do ano (o que se traduz em variações de capacidade de suporte dos materiais) o número equivalente de operações do eixo-padrão ou parâmetro de tráfego, N, deve ser multiplicado

por um coeficiente (F.R.) que, na pista experimental da AASHTO, variou de 0,2 (ocasião em que prevalecem baixos teores de umidade) a 5,0 (ocasiões em que os materiais estão praticamente saturados). É possível que, estes coeficientes sejam diferentes, em função da diferença de sensibilidade à variação do número N; é possível, ainda, pensar-se num fator climático que afetaria a espessura do pavimento (em vez do número N), e que seria, ao mesmo tempo, função desta espessura.

O coeficiente final a adotar é uma média ponderada dos diferentes coeficientes sazonais, levando-se em conta o espaço de tempo em que ocorrem.

Parece mais apropriado a adoção de um coeficiente, quando se toma, para projeto, um valor C.B.R compreendido entre o que se obtém antes e o que se obtém depois da embebição, isto é, um valor correspondente à umidade de equilíbrio. Tem-se adotado um FR = 1,0 face aos resultados de pesquisas desenvolvidas no IPR/DNER.

Coeficiente de Equivalência Estrutural - São os seguintes os coeficientes de equivalência estrutural para os diferentes materiais constitutivos do pavimento (Tabela 31):

Tabela 31 - Coeficiente de equivalência estrutural

Componentes do pavimento	Coeficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camadas granulares	1,00
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, superior a 45 kg/cm	1,70
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 45 kg/cm e 28 kg/cm	1,40
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,20

Nota: Pesquisas futuras podem justificar mudanças nestes coeficientes. Os coeficientes estruturais são designados, genericamente por:

- Revestimento: KR
- Base: KB
- Sub-base: KS
- Reforço: KRef

Espessura Mínima de Revestimento - A fixação da espessura mínima a adotar para os revestimentos betuminosos é um dos pontos ainda em aberto na engenharia rodoviária, quer se trate de proteger a camada de base dos esforços impostos pelo tráfego, quer se

trate de evitar a ruptura do próprio revestimento por esforços repetidos de tração na flexão. As espessuras a seguir recomendadas, Tabela 32, visam especialmente as bases de comportamento puramente granular e são definidas pelas observações efetuadas.

Tabela 32 - Espessura mínima de revestimento betuminoso

N	Espessura Mínima de Revestimento Betuminoso
$N \leq 10^6$	Tratamentos superficiais betuminosos
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimentos betuminosos com 5,0 cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura

No caso de adoção de tratamentos superficiais, as bases granulares devem possuir alguma coesão, pelo menos aparentes, seja devido à capilaridade ou a entrosamento de partículas.

Dimensionamento do Pavimento - O gráfico da Figura 43 dá a espessura total do pavimento, em função de N e de I.S. ou C.B.R.; a espessura fornecida por este gráfico é em termos de material com $K = 1,00$, isto é, em termos de base granular. Entrando-se em abcissas, com o valor de N, procede-se verticalmente até encontrar a reta representativa da capacidade de suporte (I.S. ou C.B.R.) em causa e, procedendo-se horizontalmente, então, encontra-se, em ordenadas, a espessura do pavimento.

Supõe-se sempre, que há uma drenagem superficial adequada e que o lençol d'água subterrâneo foi rebaixado a, pelo menos, 1,50 m em relação ao greide de regularização.

No caso de ocorrência de materiais com C.B.R. ou I.S. inferior a 2, é sempre preferível a fazer a substituição, na espessura de, pelo menos, 1 m, por material com C.B.R. ou I.S. superior a 2.

As espessuras máxima e mínima de compactação das camadas granulares são de 20cm e 10cm, respectivamente.

A espessura construtiva mínima para estas camadas é de 15cm.

A Figura 44 apresenta simbologia utilizada no dimensionamento do pavimento, H_m designa, de modo geral, a espessura total de pavimento necessário para proteger um material com C.B.R. ou I.S. = CBR ou IS = m, etc., h_n designa, de modo geral, a espessura de camada do pavimento com C.B.R. ou I.S. = n, etc.

Mesmo que o C.B.R. ou I.S. da sub-base seja superior a 20, a espessura do pavimento necessário para protegê-la é determinada como se esse valor fosse 20 e, por esta razão, usam-se sempre os símbolos, H_{20} e h_{20} para designar as espessuras de pavimento sobre sub-base e a espessura de sub-base, respectivamente. Os símbolos B e R designam, respectivamente, as espessuras de base e de revestimento.

Uma vez determinadas as espessuras H_m , H_n , H_{20} , pelo gráfico da Figura 53, e R pela tabela apresentada, as espessuras de base (B), sub-base (h_{20}) e reforço do subleito (h_n), são obtidas pela resolução sucessiva das seguintes inequações:

$$RK_R + BK_B \geq H_{20}$$

$$RK_R + BK_B + h_{20} K_s \geq H_n$$

$$RK_R + BK_B + h_{20} K_s + h_n K_{Ref} \geq H_m,$$

Acostamento - Não se dispõe de dados seguros para o dimensionamento dos acostamentos, sendo que a sua espessura está, de antemão, condicionada à da pista de rolamento, podendo ser feitas reduções de espessura, praticamente, apenas na camada de revestimento. A solicitação de cargas é, no entanto, diferente e pode haver uma solução estrutural diversa da pista de rolamento.

A adoção nos acostamentos da mesma estrutura da pista de rolamento tem efeitos benéficos no comportamento desta última e simplifica os problemas de drenagem; geralmente, na parte correspondente às camadas de reforço e sub-base, adota-se, para acostamentos e pista de rolamento, a mesma solução, procedendo-se de modo idêntico para a parte correspondente à camada de base, quando o custo desta camada não é muito elevado. O revestimento dos acostamentos pode ser, sempre, de categoria inferior ao da pista de rolamento.

Quando a camada de base é de custo elevado, pode-se dar uma solução de menor custo para os acostamentos.

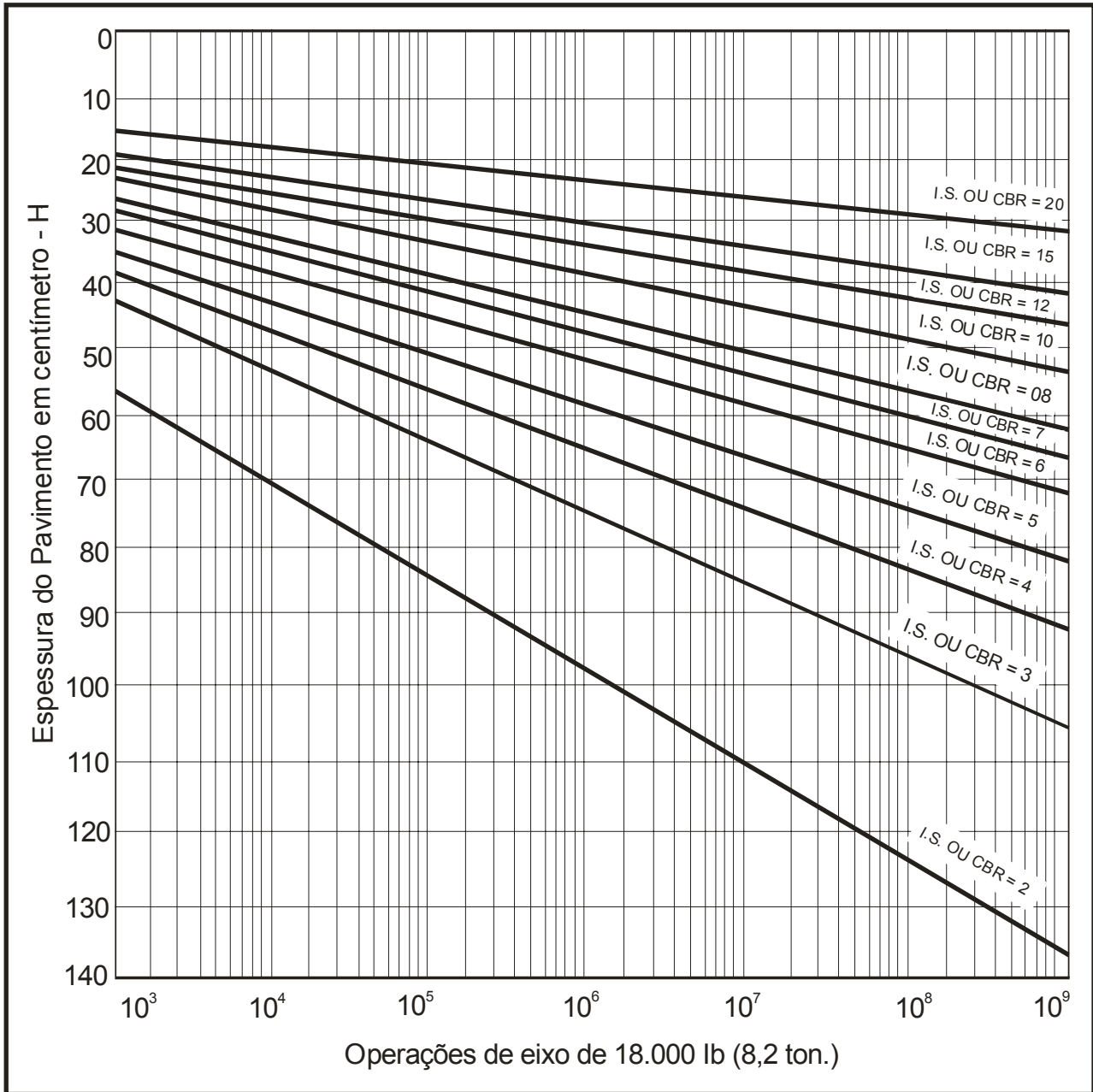
Algumas sugestões têm sido apontadas para a solução dos problemas aqui focalizados, como:

- a) adoção, nos acostamentos, na parte correspondente à camada de base, de materiais próprios para sub-base granular de excepcional qualidade, incluindo solos modificados por cimento, cal, etc.
- b) consideração, para efeito de escolha de revestimento, de um tráfego nos acostamentos da ordem de, até 1% do tráfego na pista de rolamento.

Pavimentos por etapas - Muitas vezes, quando não se dispõe de dados seguros sobre a composição de tráfego, é conveniente a pavimentação por etapas, havendo ainda a vantagem de, ao se completar o pavimento para o período de projeto definitivo, eliminarem-se as pequenas irregularidades que podem ocorrer nos primeiros anos de vida do pavimento.

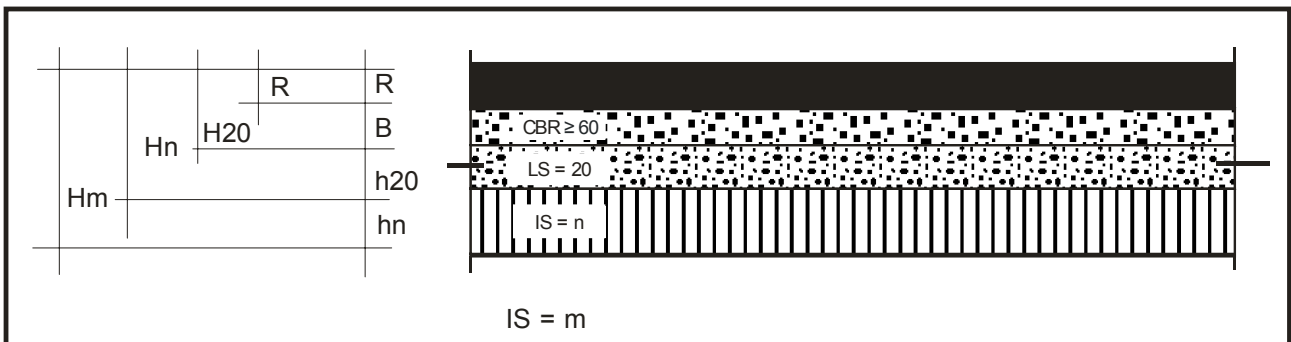
A pavimentação por etapas é especialmente recomendável quando, para a primeira etapa, pode-se adotar um tratamento superficial como revestimento, cuja espessura é, perfeitamente desprezível; na segunda etapa a espessura a acrescentar vai ser ditada, muitas vezes, pela condição de espessura mínima de revestimento betuminoso a adotar.

Figura 43 - Determinação de espessuras do pavimento



$$H_t = 77,67 \cdot N^{0,0482} \cdot CBR^{-0,598}$$

Figura 44 - Dimensionamento do pavimento



4.3.2.2 PAVIMENTOS FLEXÍVEIS – ANÁLISE MECANÍSTICA

Finalidades

O método de dimensionamento do DNER, baseado no método original do USACE, e o da AASHTO visam a proteção do subleito contra a geração de deformações plásticas excessivas durante o período de projeto. São métodos empíricos, com base experimental referente a condições climáticas e de solos nos EUA. e que tem garantido essa proteção quando aplicados no Brasil, haja vista a rara ocorrência de afundamentos em trilha de roda, significativos nos pavimentos dimensionados por esses métodos. Pode-se até mesmo falar em um superdimensionamento, que seria explicado pela ausência, no Brasil, da condição crítica correspondente ao degelo da primavera.

Esses métodos devem ser completados, contudo, por análises que permitam considerar-se, no dimensionamento, o problema do trincamento por fadiga das camadas asfálticas, nos pavimentos flexíveis, e das camadas cimentadas, nos pavimentos semi-rígidos. Para esse objetivo, o procedimento mais eficaz é a aplicação de modelos de previsão de desempenho do tipo mecanístico-empírico, em vista de seu maior campo de aplicação e por estarem embasados em propriedades mecânicas fundamentais dos solos e materiais de pavimentação. Uma outra vantagem desses modelos, em relação àqueles puramente empíricos, é a possibilidade de se otimizar o dimensionamento da estrutura, tomando-se partido da capacidade de cada camada em resistir aos processos de deterioração provocados pelas cargas do tráfego. Também no caso de projetos de restauração, o dimensionamento de recapamentos asfálticos contra a reflexão de trincas e a consideração dos efeitos de camadas especiais intermediárias podem ser efetuados de forma confiável apenas por meio de modelos mecanístico-empíricos.

Conceitos

Um modelo de previsão de desempenho é uma função que permite quantificar a redução do nível de serventia ou a geração de defeitos ao longo da vida de serviço do pavimento. Tal modelo é denominado "mecanístico-empírico" quando é constituído por três partes:

- a) Um Modelo Estrutural para cálculo das respostas induzidas pelas cargas de roda em movimento nas camadas do pavimento, na forma de tensões, deformações ou deflexões elásticas que estejam relacionadas ao surgimento ou à propagação de defeitos na estrutura;
- b) Funções de Transferência, capazes de relacionar as respostas da estrutura às cargas do tráfego, à geração e propagação de defeitos. Além de atenderem a determinadas condições de contorno, exigidas pelo problema, essas funções deverão basear-se em teorias, empiricamente validadas, que descrevam o mecanismo com que a deterioração se processa;
- c) Fatores ou Funções de Calibração, que ajustam as previsões das Funções de Transferência de modo a se reproduzir dados de uma determinada base empírica. São responsáveis, portanto, pela consideração de parâmetros que não puderam ser explicitados, seja no modelo estrutural ou nas Funções de Transferência, tais como: clima, características específicas do tráfego atuante, particularidades dos materiais e de sua variabilidade.

Um aspecto que assume especial relevância quando da aplicação de modelos mecanístico-empíricos, tanto no projeto de pavimentos novos como no de restauração, é a caracterização adequada do comportamento tensão-deformação dos materiais sob as cargas transientes dos veículos. O módulo de elasticidade ou "young" se reveste de duas definições nesse contexto, a saber:

- Módulo de Deformação Resiliente (M_R): determinado em laboratório por meio de ensaios de cargas repetidas, com duração de carga da ordem de 0,10 s e tempo de repouso de 0,9 s. Utiliza toda a deformação recuperável no seu cálculo, embutindo, portanto, as parcelas elástica instantânea e viscoelástica, geradas pelo pulso de carga de 0,1 s de duração;
- Módulo de Elasticidade Efetivo "in situ" (E_{ef}): é o módulo determinado por retroanálise das bacias de deflexões lidas através de equipamentos para ensaios não destrutivos.

Enquanto M_R se refere às condições de compactação e de solicitação do ensaio de laboratório, E_{ef} reflete ou sintetiza o estado de tensões, a compactação e o modo de solicitação a que a camada é submetida pelas cargas dos veículos em movimento. Não existem, portanto, correlações universais entre esses dois parâmetros, embora possa estabelecer-se comparações em casos particulares. Tais comparações são importantes, visto que, no projeto de pavimentos novos, pode-se dispor apenas de M_R , enquanto nos projetos de restauração, apenas E_{ef} pode estar disponível, de modo geral.

Avaliação Estrutural

A "condição estrutural" de um pavimento pode ser definida como um "retrato" composto pelos seguintes elementos:

- a) A capacidade apresentada pelas camadas de solos e de materiais granulares de resistir às deformações elásticas e plásticas induzidas pelas cargas do tráfego;
- b) A integridade estrutural das camadas asfálticas e cimentadas, relacionadas ao grau e extensão do fissuramento existente.

Para se avaliar essa condição, os seguintes procedimentos alternativos são recomendáveis:

- **Procedimento I:** O pavimento é avaliado continuamente por meio de levantamentos defletométricos com a viga Benkelman, medindo-se a deflexão máxima (D_g) e o raio de curvatura (R). Esses são os únicos parâmetros confiáveis que podem ser medidos com a viga. Como eles são insuficientes para se determinar os módulos de elasticidade das camadas, ainda mais levando-se em conta o fato de se estar diante de um carregamento quase-estático, devem ser coletadas amostras de alguns ou de todos os materiais, em alguns subtrechos homogêneos, para determinação de M_R em laboratório. Uma análise conjunta de todos esses parâmetros possibilitará efetuar-se análises de fadiga, já que a deformação máxima de tração sob um revestimento asfáltico (ϵ_t) é função de :

$$\epsilon_t = f(D_0, R, h_r, M_R)$$

onde h_r é a espessura do revestimento e M_R é o módulo de resiliência do subleito:

- **Procedimento II:** O pavimento é avaliado por meio de defletômetros dinâmicos, medindo-se os módulos de elasticidade efetivos (E_{ef}) de cada camada. A retirada de amostras para determinação de M_R em laboratório ficaria restrita a poucos locais, com a finalidade única de ser um teste de verificação dos valores calculados para E_{ef} , a fim de se evitar erros grosseiros no processo de retroanálise das barras de deflexões, como é recomendada no Guia da AASHTO.

Com relação aos equipamentos existentes para as avaliações estruturais não destrutivas, pode-se classificá-los nas seguintes categorias:

- **Deflectômetros Quase-estáticos:** são equipamentos baseados na tradicional Viga Benkelman, (de afeição e calibração fácil em qualquer laboratório de solos que possui uma prensa para ensaios do Índice Suporte Califórnia) sendo que o aperfeiçoamento introduzido refere-se à automatização do processo de leitura das deflexões. Sua característica fundamental é que as cargas aplicadas ao pavimento movem-se a baixas velocidades (da ordem de 3 km/h) e são cargas de eixos de caminhões em verdadeira grandeza. Este último aspecto tem sido favorável, pois as deflexões medidas com estes aparelhos correlacionam-se bem com o desempenho dos pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Não servem, contudo, para pavimentos rígidos, por falta de acurácia na leitura de deflexões menores que 10×10^{-2} mm. Os equipamentos desta categoria, são os seguintes:
 - Viga Benkelman;
 - Deflectógrafo Lacroix;
 - Califórnia Traveling Deflectometer.
- **Deflectômetros Dinâmicos:** são aqueles que aplicam cargas senoidais e medem as correspondentes deflexões dinâmicas em diversos pontos afastados das cargas, por meio de sensores sísmicos (geofones). Permitem, portanto, a determinação dos módulos de elasticidade dinâmicos dos materiais das camadas, por retroanálise das bacias de deflexões medidas. Apresentam a desvantagem de ser necessária a aplicação de uma pré-carga estática da ordem de três vezes a carga dinâmica, a fim de se evitar ao repique da placa de carga no topo do pavimento, o que altera todo estado de tensões do pavimento. Os seguintes equipamentos fazem parte desta categoria:
 - Road Rater;
 - Dynaflect: suas deflexões não se correlacionam muito bem com o desempenho dos pavimentos. A razão disto está nas cargas extremamente baixas que são aplicadas pelo aparelho, ou seja, cargas que não mobilizam as deformações que são produzidas pelas cargas dos caminhões ou aeronaves.
- **Deflectômetros de Impacto:** são os Falling Weight Deflectometers (FWD's), equipamentos que aplicam cargas impulsivas, cuja duração é tal que simula cargas de roda a velocidades da ordem de 70 km/h. Não requerem aplicação de pré-carga estática, e podem ser aplicadas cargas de magnitude das dos eixos de caminhões ou dos trens-de-pouso de aeronaves. Aplicam-se a quaisquer tipos de pavimentos, inclusive para a avaliação de juntas e detecção de solapamentos em placas de concreto de cimento Portland.

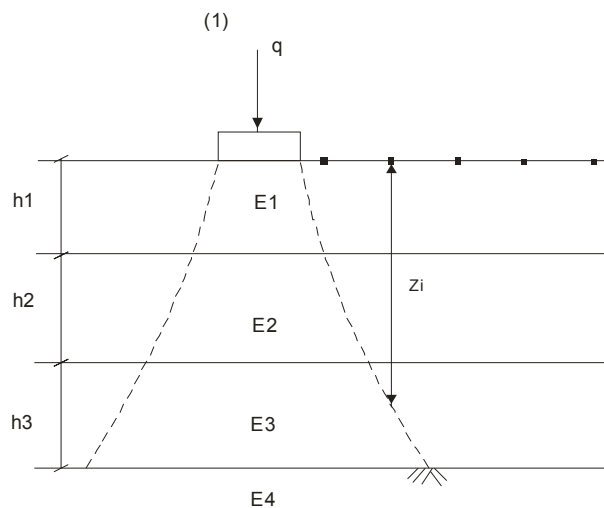
A calibração e afeição destes aparelhos porem, deve ser executado em laboratórios especiais com instalações próprias para este fim.

A determinação dos módulos de elasticidade das camadas é feita por um processo de "retroanálise". onde se utiliza um modelo estrutural para o pavimento, como a Teoria de Camadas Elásticas ou o Método dos Elementos Finitos, e se encontra a combinação de módulos que faz com que o modelo reproduza, da melhor forma possível, a bacia de deflexões lida pelo FWD no campo. Para tanto, devem ser conhecidas: a carga aplicada e as espessuras das camadas. Os coeficientes do Poisson são fixados em valores típicos para cada material, já que interferem pouco com a bacia de deflexões. Como não se dispõe de uma solução analítica "fechada" para o problema, a retroanálise deve ser feita por meio de ajustes iterativos. enquanto se tenta minimizar uma Função Erro. definida como a distância entre as bacias medidas e teórica.

Apesar deste processo de ajuste iterativo, a combinação de módulos mais adequada ou correta é única. O que garante essa univocidade é a forma como as tensões se distribuem em uma estrutura de pavimento. Como ilustrado na Figura 45, o bulbo de tensões produzido pela carga aplicada na placa circular tem forma cônica, onde o ângulo médio com que as tensões se espriam varia em função da espessura e rigidez das camadas. A deflexão lida em um determinado geofone pode ser dada por:

$$D_i = \int_0^{\infty} \varepsilon_{vi}(Z) DZ \quad (1)$$

Figura 45 - Distribuição de tensões no ensaio com o FWD



onde $\varepsilon_{vi}(Z)$ representa o campo de deformações verticais ao longo da vertical que passa pelo geofone "i". Como a região que está fora do bulbo de tensões tem deformações quase nulas, a equação acima pode ser escrita como:

$$D_i = \int_{Z_i}^{\infty} \varepsilon_{vi}(Z) DZ \quad (2)$$

onde Z, é a profundidade onde as camadas começam a influir na deflexão do geofone "i". Assim, todas as camadas situadas acima da profundidade Z, não contribuem para deflexão d|. sofrendo apenas deslocamento de corpo rígido ao longo desta vertical. Dessa

forma, apenas os módulos de elasticidade das camadas situadas abaixo da profundidade das camadas de Z, tem alguma influência em D_i . Quanto mais afastado da carga estiver o geofone, tanto menor o número de camadas que influenciarão a sua deflexão. Este fato indica como deve ser executado o processo de retroanálise: variando-se os módulos de elasticidade das camadas de baixo para cima, do subleito até o revestimento, ajustam-se as deflexões dos geofones mais afastados até o centro da placa de carga, sequencialmente. O processo é, portanto, análogo à resolução de um sistema de equações lineares quando a matriz do sistema é triangular.

Por mais bem executada que seja a retroanálise raramente se ajustará a bacia teórica à bacia medida de forma perfeita, ou seja, com erro nulo em todos os geofones, pelas seguintes razões:

- a) Existe um erro experimental. A precisão dos geofones é de 2 micra (0.2×10^{-3} mm);
- b) Existe uma certa distância entre modelo teórico e o pavimento real, e sempre haverá, por mais bem elaborado e complexo que seja o modelo.

Uma regra prática deve ser imposta, portanto, para se indicar o momento de interromper as iterações. Pode-se dizer que os resultados obtidos tendem a ser consistentes e estáveis quando o erro em cada um dos geofones for inferior a 1,5%. Outro aspecto, também de natureza prática, diz respeito ao número máximo de parâmetros que podem ser determinados por meio de uma bacia com sete geofones, como é usual. Difícilmente determinar, confiavelmente, mais do que cinco parâmetros independentes, já levando-se em conta que, no caso de retroanálises não lineares, uma só bacia é insuficiente, devendo-se dispor de pelo menos duas, referentes a níveis de carga distintos.

Modelos de Previsão de Desempenho

Um modelo de previsão de desempenho é chamado "empírico" quando se constitui de uma correlação direta entre alguns parâmetros relacionados ao desempenho do pavimento e a evolução dos defeitos ou queda da serventia. Os modelos do tipo "mecanístico-empírico" já foram comentados no item 2. Em outra classificação, os modelos podem ser "determinísticos", quando prevêm um único valor para a condição futura do pavimento, ou "probabilísticos", quando fornecem as possibilidades de diversas condições. Em projetos, os modelos mais adequados são os determinísticos do tipo mecanístico-empírico, enquanto que, em Sistemas de Gerência de Pavimentos em nível de rede, os modelos probabilísticos do tipo empírico são preferíveis.

No caso do dimensionamento estrutural de pavimentos novos, deve-se aplicar modelos apropriados para a consideração de:

- a) Trincamento por fadiga das camadas asfálticas e cimentadas;
- b) Acúmulo de deformações permanentes nos solos, materiais granulares e camadas asfálticas.

No caso de projetos de restauração em que o revestimento do pavimento existente esteja severamente trincado, deve-se considerar a reflexão de trincas para as camadas asfálticas de recapeamento.

Em termos de proteção contra fadiga dos revestimentos asfálticos, os modelos a serem aplicados deveriam ser capazes de identificar duas fases no processo de trincamento:

- O início do trincamento. quando o revestimento se encontra íntegro. Ao final desta fase. surgem as primeiras trincas de fadiga na superfície;
- A propagação das trincas do revestimento, quando as trincas, originalmente isoladas. aumentam de comprimento e se interligam.

A previsão da duração da primeira fase pode ser feita por meio de modelos do tipo:

$$N_0 = K \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^n \times F = N_{flab} \times F$$

onde:

N_0 = número de repetições da carga que produz a deformação máxima de tração ε_t requerido para o surgimento das primeiras trincas de fadiga na superfície;

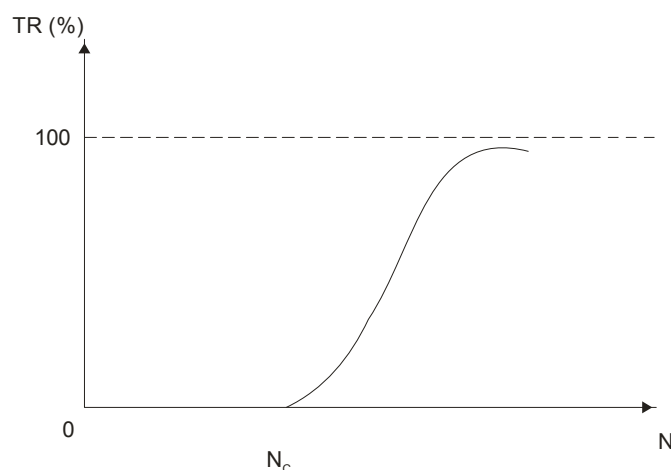
F = fator laboratório-campo ("shift factor"), responsável pelo ajuste das previsões da equação de fadiga de laboratório (N^{lab}) para se reproduzir o que se observa no campo;

K, n = constantes da equação de fadiga de laboratório.

A deformação de tração (ε_t) pode ser calculada pela teoria de camadas elásticas. O fator de calibração F é responsável pela inclusão dos parâmetros que não puderam ser explicitados pelo modelo, tais como as condições climáticas e características específicas do tráfego amante.

Para segunda fase, deve-se estimar o número adicional de repetições de carga necessário para que seja atingida uma certa extensão do trincamento de superfície, medida, por exemplo, pela percentagem de área trincada (TR), como ilustrado na Figura 46.

Figura 46 - Fases do trincamento



O número total de repetições de carga, referente à percentagem de área trincada TR, é dado, portanto, por:

$$N(TR) = N_0 + \Delta N(TR)$$

A consideração das duas fases do trincamento é essencial para se evitar conclusões errôneas quando se compara o desempenho de seções de projeto alternativas. Assim, se duas seções com espessuras de revestimento asfáltico diferentes mas a deformação de tração (ϵ_t) na sua fibra inferior é idêntica, a formação das primeiras trincas de fadiga será simultânea em ambas as seções, mas a seção mais espessa levará mais tempo para apresentar uma certa percentagem de área trincada, por ser a propagação de trincas mais lenta no revestimento mais espesso.

No caso de pavimentos semi-rígidos, há uma distância considerável entre as equações de fadiga de laboratório das misturas cimentadas e as equações desenvolvidas a partir da interpretação do desempenho de rodovias em serviço. As mais recomendáveis para projeto, portanto, são essas últimas, das quais pode-se citar as oriundas dos ensaios de fadiga "in situ" com o "Heavy Vehicle Simulator" (HVS) da África do Sul, ou com um veículo semelhante já construído no Brasil no R.G. do Sul

$$N_f = 10^{7,19(1-\epsilon_t/8\epsilon_R)}$$

onde:

N_f = número de repetições da deformação máxima de tração sob a camada cimentada (ϵ_t), requerido para se iniciar o trincamento por fadiga;

ϵ_R = deformação de ruptura do material.

A este modelo, deve-se associar um outro, que prevê a progressão do trincamento através da camada cimentada e que, em termos da redução do módulo de elasticidade efetivo (E_{ef}) da camada, pode ser expresso pela seguinte fórmula, que representa uma síntese dos ensaios com o (HVS).

$$\frac{E_{ef}}{E_o} = 0,1 + \frac{1}{0,505 \left(\frac{N}{N_f} \right)^2 - 0,125 \left(\frac{N}{N_f} \right) + 0,731}$$

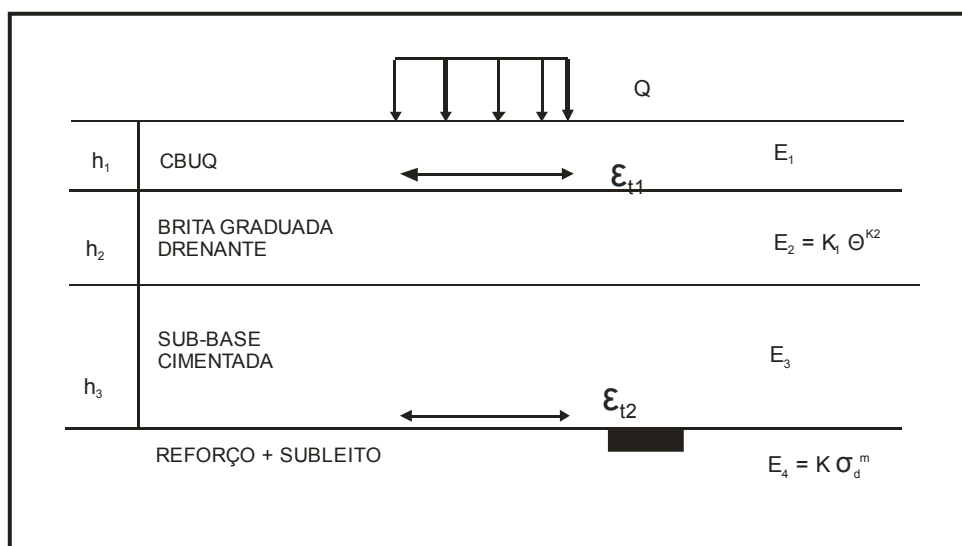
onde:

E_o = módulo de elasticidade da mistura, que é igual ao da camada íntegra;

N = número acumulado de repetições de carga.

No caso de pavimentos do tipo invertido (Figura 47), a fadiga do revestimento asfáltico e a da sub-base ocorrerão simultaneamente, sendo aplicáveis os modelos válidos para os pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Deve-se considerar, além disso, a elevação das deformações de tração no revestimento (ϵ_t) à medida que a progressão do trincamento da sub-base provocar a queda de seu módulo efetivo (E_3).

Figura 47 - Pavimento invertido



Cálculo de Tensões e Deformações

Uma série de modelos e programas de computador estão disponíveis para se calcular as tensões e deformações provocadas pelas cargas de roda em uma estrutura de pavimento. No que diz respeito à sua escolha e modo de utilização, as seguintes observações devem ser feitas:

- A teoria de camadas elásticas, onde cada camada é simulada por um meio elástico linear, homogêneo e isotrópico, é o modelo estrutural mais simples capaz de reproduzir as tensões e deformações tidas em pavimentos instrumentados. Modelos que incorporem a dependência dos módulos de elasticidade de solos e de materiais granulares em função do estado de tensões têm representado um aperfeiçoamento útil na prática. Outros modelos mais complexos, que incluem os efeitos de: anisotropia, trajetória de tensões efetivas no ensaio triaxial e viscoelasticidade têm encontrado aplicação prática em problemas específicos e ainda não puderam ser incorporados aos projetos rotineiros;
- Os modelos de previsão de desempenho do tipo mecanístico-empírico estão calibrados para um determinado modelo estrutural, o qual compreende:
 - um processo para cálculo de tensões e deformações; e
 - uma forma de se considerar as propriedades elásticas dos materiais (módulos de resiliência, por exemplo).

Assim, esses modelos de previsão de desempenho são dependentes do modelo estrutural associado, não se podendo aplicá-los com outros modelos estruturais.

Finalmente, embora o aperfeiçoamento progressivo dos modelos estruturais seja importante para se elevar a confiabilidade dos modelos de previsão de desempenho mecanístico-empíricos, a situação atual (1994) é a de que as maiores incertezas se encontram na calibração experimental dos modelos. Assim, antes de se aplicar modelos

deste tipo, é fundamental reavaliar-se os fatores de calibração utilizando-se os dados de desempenho locais ou regionais disponíveis.

4.4 PROJETO DE DRENAGEM

4.4.1 GENERALIDADES

Quase todos os materiais empregados em pavimentação tem o seu comportamento grandemente afetado por variações no seu teor de umidade. São fatos de conhecimento geral que os solos argilosos se tomam escorregadios e oferecem difíceis condições de trânsito; os escorregamentos de taludes ocorrem, geralmente, após chuvas intensas ou prolongadas; por outro lado, as areias, são mais estáveis quando inteiramente secas. É necessário, pois, ter um conhecimento da "ambiência" hidrológica que afeta os pavimentos e os subleitos.

A água está num movimento entre a superfície e a atmosfera terrestre, no que se constitui o denominado "ciclo hidrológico".

O vapor d'água das nuvens se condensa, sob o efeito de mudança de temperatura e precipita sob a forma de chuva, neve, etc. Parte desta precipitação não atinge, propriamente, a superfície terrestre, evaporando-se durante a queda sobre a vegetação ou superfícies impermeáveis; a maior parte no entanto, atinge o solo e segue os seguintes caminhos: evapora-se sobre o solo ou escoam sob a forma de água de escoamento ("run-off").

A água de infiltração e a água de escoamento, terminam alcançando os rios, lagos e os oceanos, donde se evapora novamente, recomeçando o ciclo hidrológico.

O encaminhamento da água de escoamento constitui o objetivo da drenagem superficial e o da água de infiltração, o objetivo da drenagem profunda, subdrenagem ou drenagem subterrânea.

Intenta-se, com a drenagem, evitar que os materiais constitutivos do pavimento e do subleito sofram grandes variações de teor de umidade e, conseqüentemente, de volume e de capacidade suporte, durante o período de serviço.

Em resumo a falta de uma drenagem adequada provoca, de uma maneira geral, os seguintes efeitos danosos nos pavimentos:

- a) Redução da capacidade de suporte do solo de fundação (subleito), em virtude de sua saturação, podendo também, em maior ou menor grau, ser acompanhado de mudança de volume (expansão);
- b) Bombeamento de finos de solo do subleito e materiais granulares das demais camadas do pavimento, com perda de capacidade de suporte;
- c) Arrastamento de partículas dos solos e materiais granulares superficiais, em virtude da velocidade do fluxo das águas.

4.4.2 SISTEMA DE DRENAGEM DO PAVIMENTO

Entende-se por sistema de drenagem do pavimento de uma rodovia o conjunto de dispositivos, tanto de natureza superficial como de natureza subsuperficial ou profunda, construídos com a finalidade de desviar a água de sua plataforma.

Os principais dispositivos de drenagem do pavimento, mostrados esquematicamente nas seções transversais da Figura 45, são os seguintes:

- a) Sarjetas de Corte: São sarjetas abertas no interior dos cortes junto ao pé dos taludes. Servem para coletar as águas da chuva que correm pelos taludes e pelo leito estradal, para Caixas Coletoras ou para fora do corte;
- b) Meio-Fio e/ou Banquetas de Aterros: São dispositivos construídos junto ao bordo da plataforma dos aterros, destinados a encaminhar as águas da chuva para as Saídas de Água, impedindo a erosão da plataforma da rodovia e dos taludes de aterros;

Drenos Profundos: São dispositivos escavados e enterrados no leito estradal, em corte (mais profundos) ou em aterros (mais rasos), que servem para coletar as águas, tanto de infiltração superior quanto de lençóis subterrâneos, conduzindo-as para fora do leito estradal. Os drenos subterrâneos, em alguns projetos, são construídos conjugados com uma camada drenante do próprio pavimento ou de regularização dos cortes em rocha;

Camada Drenante: É uma camada do pavimento (Camada de Base ou Camada de Ligação do tipo Binder) destinada a conduzir as águas que penetram através do revestimento para fora do pavimento até a borda de acostamento ou até o topo dos Drenos Profundos ou subsuperficiais.

Nota: Os demais elementos de drenagem, como Valetas de Proteção de Pé-de-Aterro, Caixas Coletoras, Descidas de Águas, Bueiros de Grade e Bueiros de Fundo de Grotta, são dispositivos construídos na implantação das rodovias.

4.4.3 CÁLCULO DAS DESCARGAS DE CONTRIBUIÇÃO PARA O PROJETO DE DRENAGEM DO PAVIMENTO

4.4.3.1 ELEMENTOS DE PROJETO

O cálculo das descargas de contribuição, que atingem os diversos dispositivos de drenagem, é efetuado através dos seguintes elementos:

- a) Equação de Chuvas do Posto Meteorológico, em cuja área de influência está inserida a rodovia;
- b) Desenho em planta e perfil da rodovia, com as respectivas seções transversais tipo em corte e aterro.

A equação de chuvas mais divulgada para esta finalidade é do tipo:

$$i = \frac{KT^M}{(t+B)^n}$$

onde:

i = Precipitação pluviométrica, em mm/hora;

K = coeficiente

T = Período de recorrência, em anos;

m = coeficiente;

t = Duração da chuva, em minutos;

b = coeficiente;

n = coeficiente.

Quando não se dispõe desta equação, correlacionando o tempo de recorrência com a duração das chuvas, já calculados em projetos do DNER ou em publicações especializadas, a mesma deverá ser estabelecida por método próprio, utilizando séries de observações pluviométricas do posto escolhido. Recomenda-se que o período da série histórica de observações do posto seja maior do que 20 anos.

Os tempos recorrência T adotados pelo DNER para cálculo da intensidade das chuvas em seus projetos de drenagem superficial são os seguintes:

Rodovias de Classe Especial ou Classe I - 10 anos a 15 anos Rodovias de Classe II e Classe III - 1 ano a 5 anos

Os desenhos em planta, o perfil e as seções transversais das rodovias são utilizados para o estabelecimento das larguras das áreas de contribuição da plataforma da rodovia, tanto em corte como em aterro e das inclinações a serem consideradas. (Ver Figura 48).

4.4.3.2 CÁLCULO DAS DESCARGAS DE CONTRIBUIÇÃO E CAPACIDADE DE VAZÃO DOS DISPOSITIVOS DE DRENAGEM E SUAS RESPECTIVAS LOCALIZAÇÕES

4.4.3.2.1 SARJETAS DE CORTE E MEIO-FIO OU BANQUETAS DE ATERRO

O cálculo das Descargas de Contribuição para as sarjetas de Corte e Meio-Fio ou Banquetas de Aterro é efetuado pela Fórmula Racional:

$$Q = \frac{C_i m A}{3,6}$$

Q - Descarga, em m³/s;

C - Coeficiente de escoamento (Run-off) – (Tabela 33);

i_m - Intensidade de precipitação, em mm/hora, para uma duração de t = 5 minutos (equivalente ao tempo de concentração de uma bacia pequena);

A - Área da bacia de contribuição, em km².

Figura 48 - Seções transversais para determinação da largura das áreas de contribuição

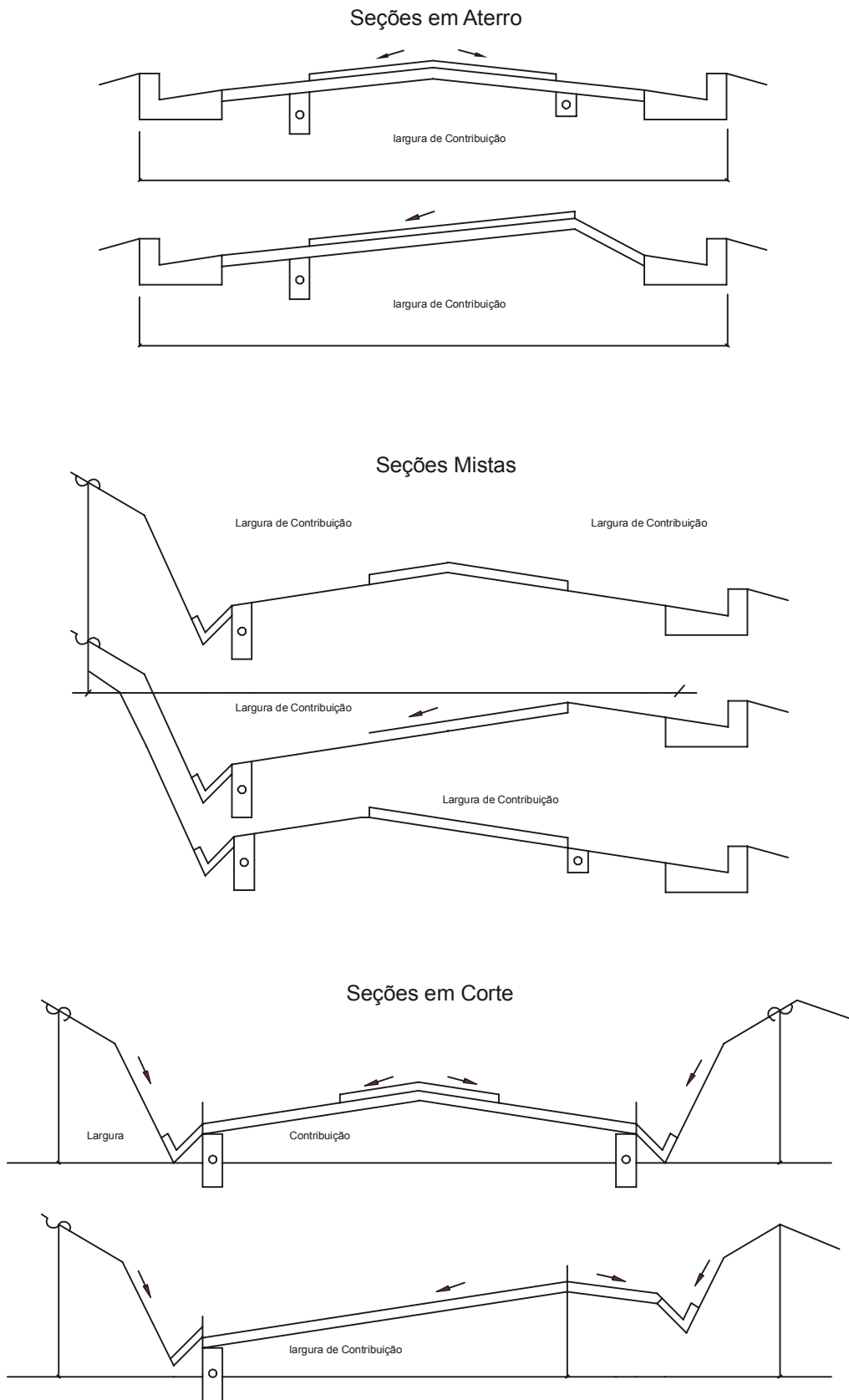


Tabela 33 - Coeficientes de escoamento usuais em rodovias

Tipo de Cobertura da Área Drenada	Coeficiente C	
	Máximo	Mínimo
- Pavimentos		
Revestimento de Concreto de Cimento ou Concreto Betuminoso	0,75	0,95
Revestimento de Macadame Betuminoso ou Tratamento superficial	0,65	0,80
Revestimento Primário (cascalho ou macadame)	0,40	0,60
- Solo com ou sem Cobertura Vegetal		
Solo Arenoso, vegetação cultivada ou leve	0,15	0,30
Solo Arenoso, mata ou vegetação rasteira densa	0,15	0,30
Cascalho, desprovido de vegetação ou vegetação rala	0,20	0,40
Cascalho, mata, vegetação densa	0,15	0,35
Solo argiloso, desprovido de vegetação ou vegetação rala	0,35	0,75
Solo argiloso, mata ou vegetação densa	0,25	0,60
Canteiro central e valetas gramadas	0,20	0,35
Taludes enleivados, com declividade de 1 :2	0,50	0,70

A área drenada é determinada através das seções transversais, tipo rodovia, para as diversas situações de corte, aterro e seções mistas, tanto em tangente como em curva, conforme mostrado nos desenhos da Figura 48.

Em geral, os projetistas determinam esta área para condições médias de corte e aterro, ocorrentes na rodovia, multiplicando o comprimento médio de um corte ou aterro pela largura média da área de contribuição.

A descarga Q, é geralmente expressa em descarga de contribuição por metro linear de rodovia.

A capacidade de vazão das sarjetas de Corte e Meio-Fio de Aterro é determinada pela Fórmula de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \therefore V = \frac{Q}{A} = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad (\text{Figura 49})$$

Q - Descarga, em m³/s;

V - Velocidade de escoamento, em m/s - Ver tabela para velocidade limite;

n - coeficiente de rugosidade (coeficiente de Manning) – (Tabela 34);

A - Área molhada, em m²;

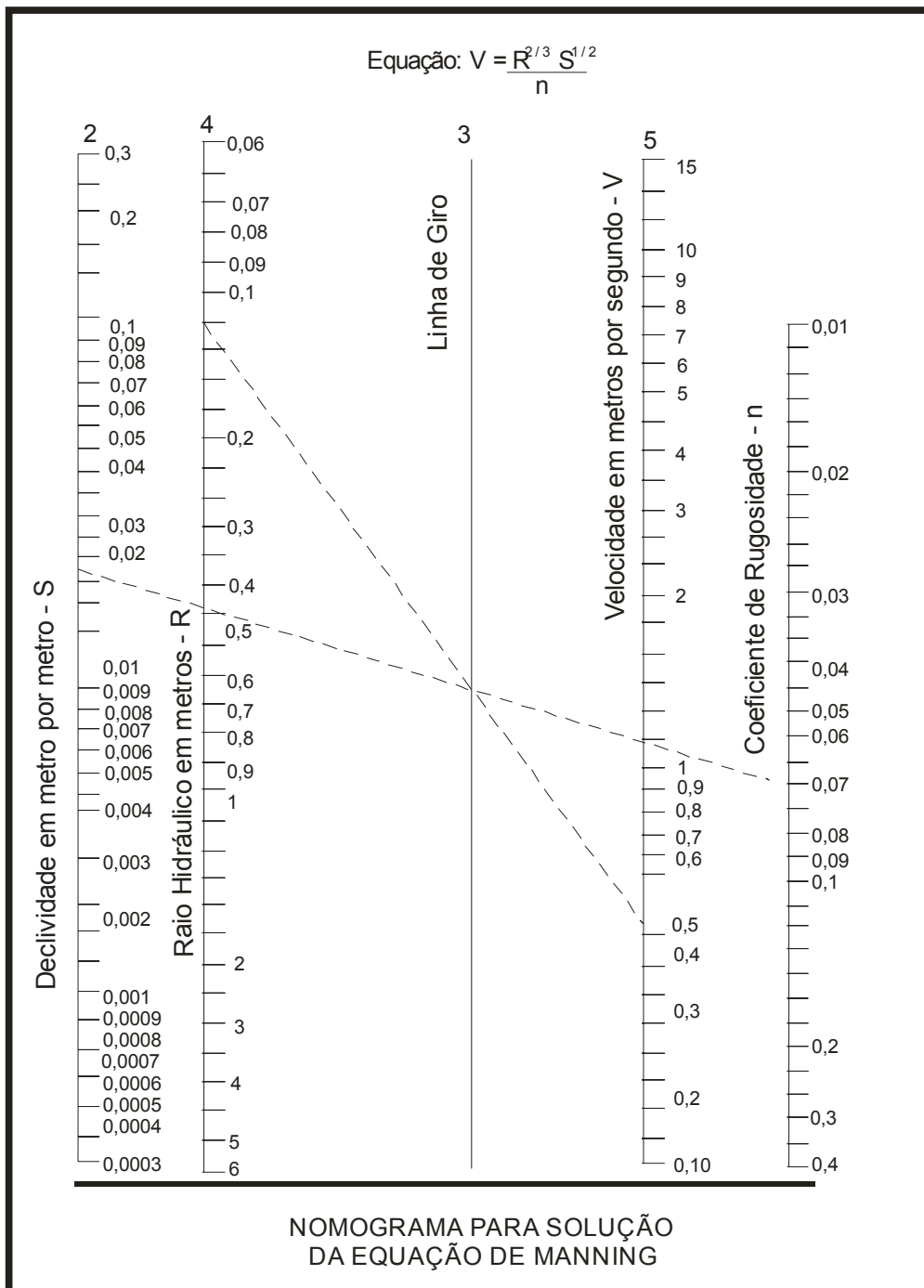
R - Raio hidráulico (área molhada/perímetro molhado);

S - Declividade da lâmina de água, em m/m (declividade longitudinal).

Tabela 34 - Coeficiente de rugosidade (Manning)

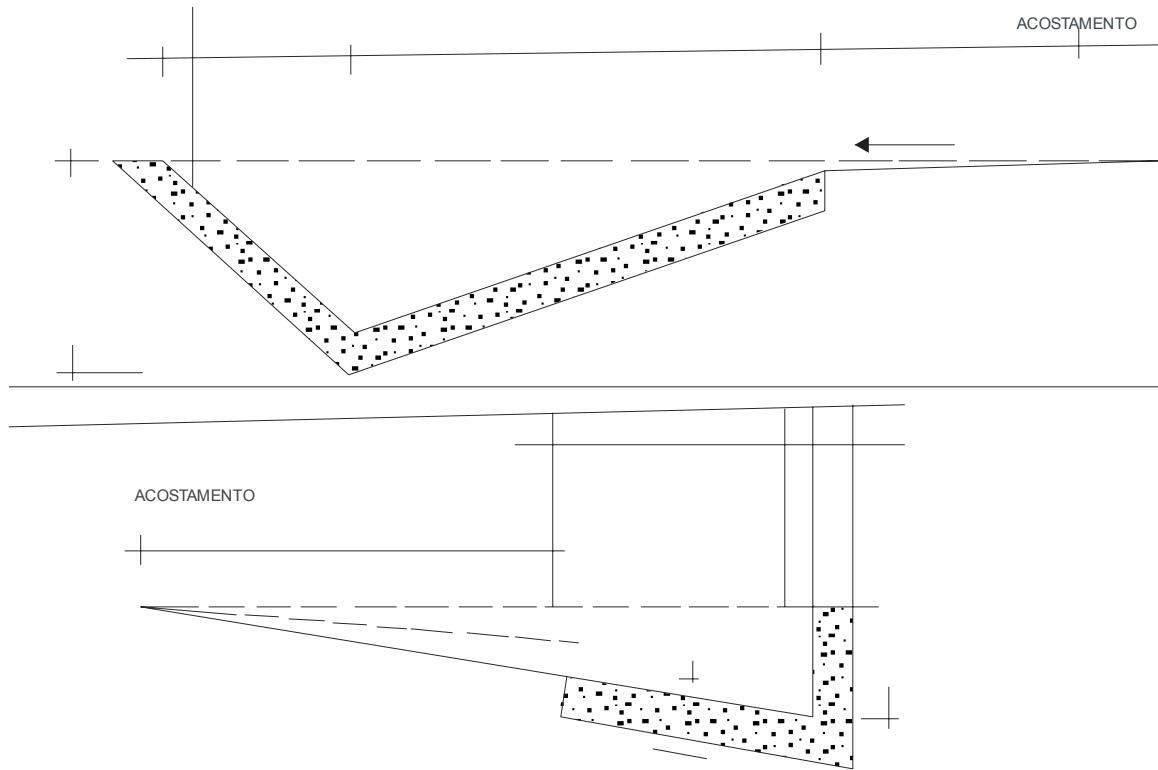
NATUREZA DO REVESTIMENTO DO CANAL	COEFICIENTES				VELOC. LIMITES m/s
	ÓTIMO	BOM	REGULAR	MAU	
Concreto de Cimento e de Alvenaria	0,017	0,020	0,025	0,030	4,0
Pedras grandes e lisas	0,025	0,030	0,033	0,035	2,5
Pedras irregulares	0,025	0,030	0,033	0,035	2,5
Terra enleivada (com vegetação)	0,025	0,030	0,033	0,035	1,2 - 1,8
Terra emperrada	0,028	0,030	0,033	0,035	0,5 - 1,8

Figura 49 - Nomograma para solução da equação de Manning



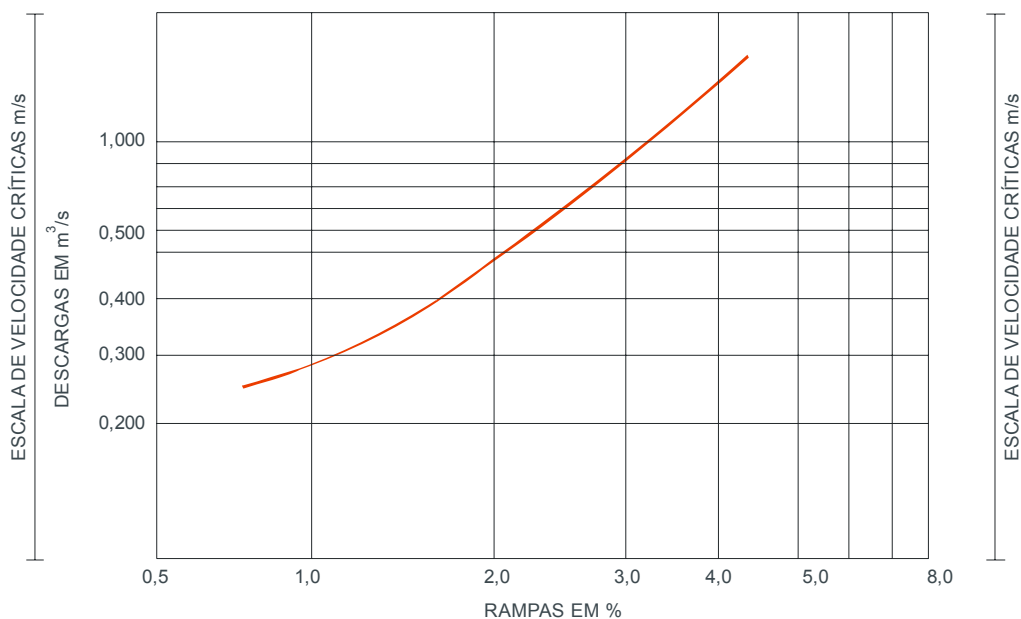
No intuito de minimizar custos das obras é usual considerar-se no cálculo da área molhada para projeto, um "impluvium" correspondente à parte da largura do acostamento, conforme mostrado nos esquemas da Figura 50.

Figura 50 - "Impluvium" correspondente à largura do acostamento



Para uma maior facilidade na elaboração dos projetos é usual a construção de gráficos do tipo mostrado na Figura 51, correlacionando as diversas rampas de projeto com o comprimento limite correspondente à capacidade máxima de vazão das sarjetas e meio-fio ou banquetas de aterro, calculadas para as condições da região.

Figura 51 - Correlação entre as diversas rampas e a capacidade máxima de vazão



Sempre que o comprimento limite é atingido, é necessário providenciar saídas de água em uma caixa coletora ou em uma descida de água, no caso de aterros.

As sarjetas de corte são localizadas no interior dos mesmos, e o tipo de revestimento é escolhido em função da velocidade limite de fluxo, mostrado na Tabela 34. Em geral, para a rampa maior do que 4,5% há necessidade de se providenciar o revestimento. Nas rodovias de Classe Especial ou Classe I, costuma ser generalizado o emprego de valetas revestidas de concreto ou alvenaria de pedra, em todas as situações de rampa.

Quanto à localização dos meios-fios ou banquetas de aterro, os estudos desenvolvidos para o DNER, levando-se em consideração as velocidades do fluxo das águas em diversos projetos conjugados com observações de campo, mostraram que estes elementos são necessários sempre que ocorrem as seguintes situações:

- a) Ocorrência de rampas com declividades maiores do que 4,5%;
- b) Ocorrência de cotas de aterro maiores do que 4,5 m, qualquer que seja a rampa.

4.4.3.2.2 DRENO PROFUNDO E DRENO SUBSUPERFICIAL

A descarga para os drenos profundos e drenos 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) 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;
- b) 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).

Desta maneira, pode-se considerar como suficientes os projetos-tipo de drenagem do DNER, mostrados na Figura 52. Convém notar, que no caso dos Drenos Profundos de Corte a profundidade da vala é de 1,5 m abaixo da camada de base ou sub-base do pavimento. Esta profundidade é considerada suficiente para o rebaixamento do lençol freático, até a um nível aceitável de segurança.

Quanto aos Drenos Subsoperficiais é adotada uma profundidade de 40 cm abaixo do fundo da camada drenante.

A localização dos drenos profundos e subsuperficiais se dá nos acostamentos da rodovia, conforme mostrado no desenho da Figura 53.

Em casos especiais de surgimento de água na plataforma da rodovia no interior dos cortes, e também no final das rampas em declive, há necessidade de construção, de drenos profundos ou subsuperficiais, transversais, inclinados em relação ao eixo da rodovia. Esta situação também está ilustrada na Figura 53.

Para o projeto e seleção da granulometria dos materiais filtrantes ou material único dos drenos subterrâneos, é necessário conhecer basicamente:

- Ensaios de granulometria do solo local;
- Diâmetro dos furos do dreno;
- Ensaio de granulometria dos materiais disponíveis para uso dos drenos.
- Com ampla base experimental, foi determinado que haverá boas condições de permeabilidade entre solo local e os drenos, quando se tem as seguintes características para os materiais filtrantes, drenantes ou material único para enchimento da vala do dreno:

O material filtrante não deve ter mais do que 5% de finos passando na peneira n° 200;

- Devem ser verificadas as seguintes inequações, obtidas dos ensaios de granulometria do solo local, do material filtrante para o enchimento da vala, do material drenante para envolvimento do tubo e do diâmetro do furo do dreno.

- $5 \leq \frac{D_{15F1}}{D_{15solo}} \leq 40$

- $\frac{D_{15F1}}{D_{85solo}} \leq 5$

- $5 \leq \frac{D_{15F2}}{D_{85F1}} \leq 40$

- $\frac{D_{15F2}}{D_{85F1}} \leq 5$

- $\frac{D_{85F2}}{D_{furo}} \leq 2$

em que:

D_{15F1} e D_{85F1} - Diâmetro das partículas do material filtrante para enchimento da vala, correspondente a uma porcentagem de 15% e de 85% passando no ensaio de granulometria;

D_{15F2} e D_{85F2} – Idem, idem para o material drenante de envolvimento do tubo;

D_{15solo} e D_{85solo} – Idem, idem para o solo local;

D_{furo} - Diâmetro do furo do tubo.

Boas condições de filtragem e de drenagem são também asseguradas quando as curvas granulométricas dos materiais filtrantes drenantes ou material único e do solo local são aproximadamente paralelas.

Convém notar que, praticamente, as areias grossas do tipo usado na confecção de concreto de cimento e que apresentam no ensaio de granulometria menos do que 5% de material passando na peneira n° 200, são aptas para serem usadas como materiais filtrantes, ou até mesmo como material único na confecção dos drenos.

Figura 52 - Drenos profundos em corte

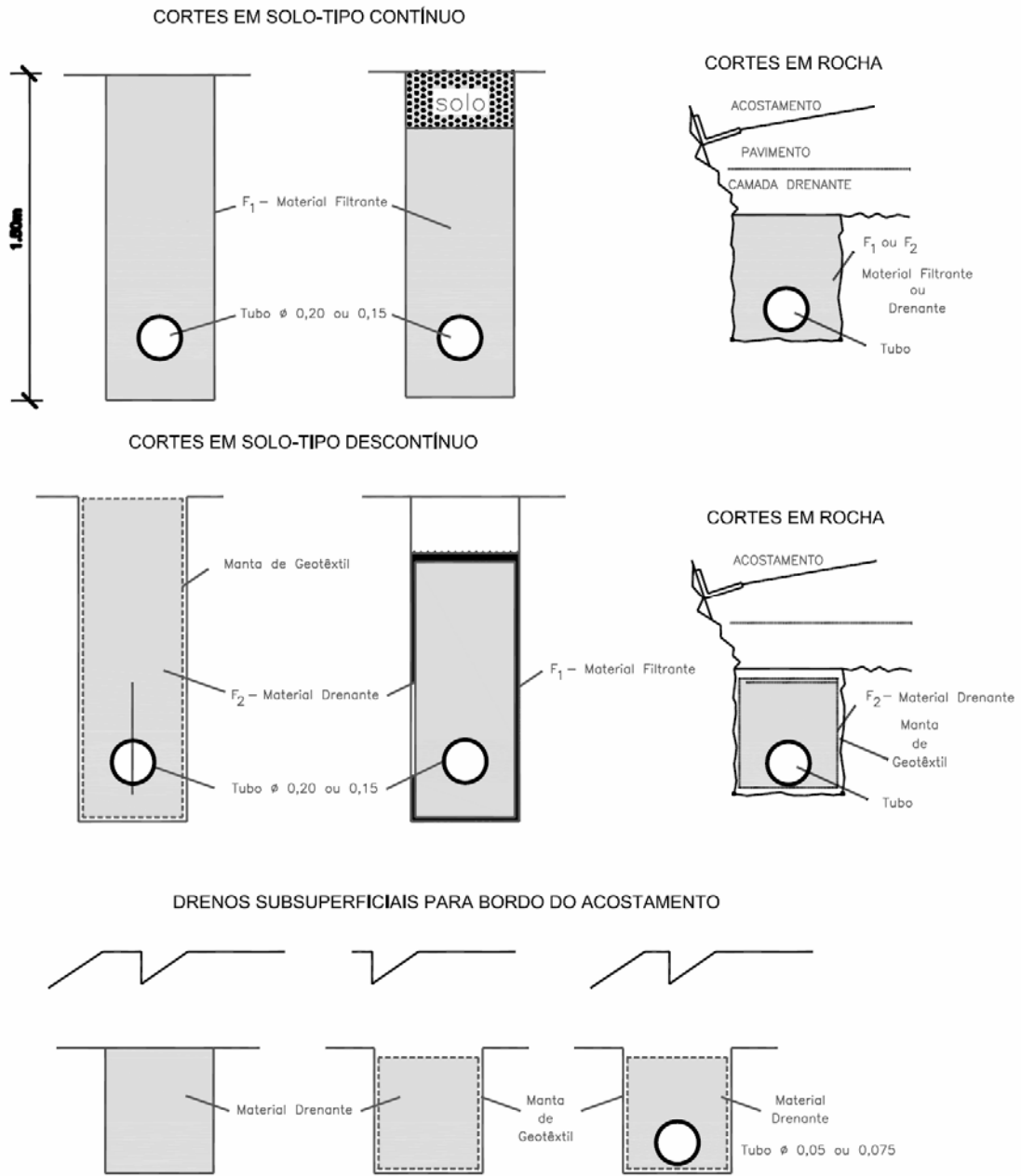
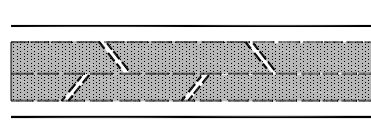
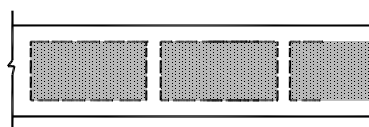


Figura 53 - Alguns tipos de drenos utilizados em projetos de rodovias

DRENOS SUBSUPERFICIAIS NA PLATAFORMA DO INTERIOR DE CORTES



DRENO SUBSUPERFICIAL TRANSVERSAL



Os drenos mais modernos construídos, com "mantas de geotêxtil," aderentes às paredes das valas só utilizam como enchimento o material drenante, pois o tecido das mantas já é filtrante.

Quanto as pesquisas realizadas (Estado do Paraná) a este respeito, mostraram que os drenos construídos com "mantas de geotêxtil", além das facilidades executivas que oferecem, são mais eficientes na retenção de finos dos solos locais, que não são carregados para o interior do material drenante e interior dos tubos, retardando o processo de "colmatação" destes dispositivos.

Chamamos atenção de que os drenos subsuperficiais podem também ser projetados com a "manta de geotêxtil", conforme mostrado nos esquemas da Figura 53.

As Mantas Geotêxteis utilizadas como materiais filtrantes nos drenos devem ser não-tecidas, agulhadas e atender aos seguintes requisitos básicos (Tabela 35):

Tabela 35 - Requisitos básicos das mantas geotêxteis

	Unidade	Dreno Profundo	Dreno subsuperficial
Permeabilidade (ABNT NBR-15223)	cm/s	$\geq 3 \times 10^{-1}$	$\geq 3 \times 10^{-1}$
Abertura de Filtração (ABNT NBR-15229)	μ m	$\leq 2D_{85\text{solo}}$	$\leq 2D_{85\text{solo}}$
Resistência à Tração (ABNT NBR-15224, NBR-12824)	kN/M	≥ 12	≥ 8
Alongamento ϵ_r (ABNT NBR-15224, NBR-12824)	%	≥ 30	≥ 30
Resistência ao Puncionamento (ABNT NBR-13359 ou NBR-15224)	kN	$\geq 2,5$	$\geq 1,5$

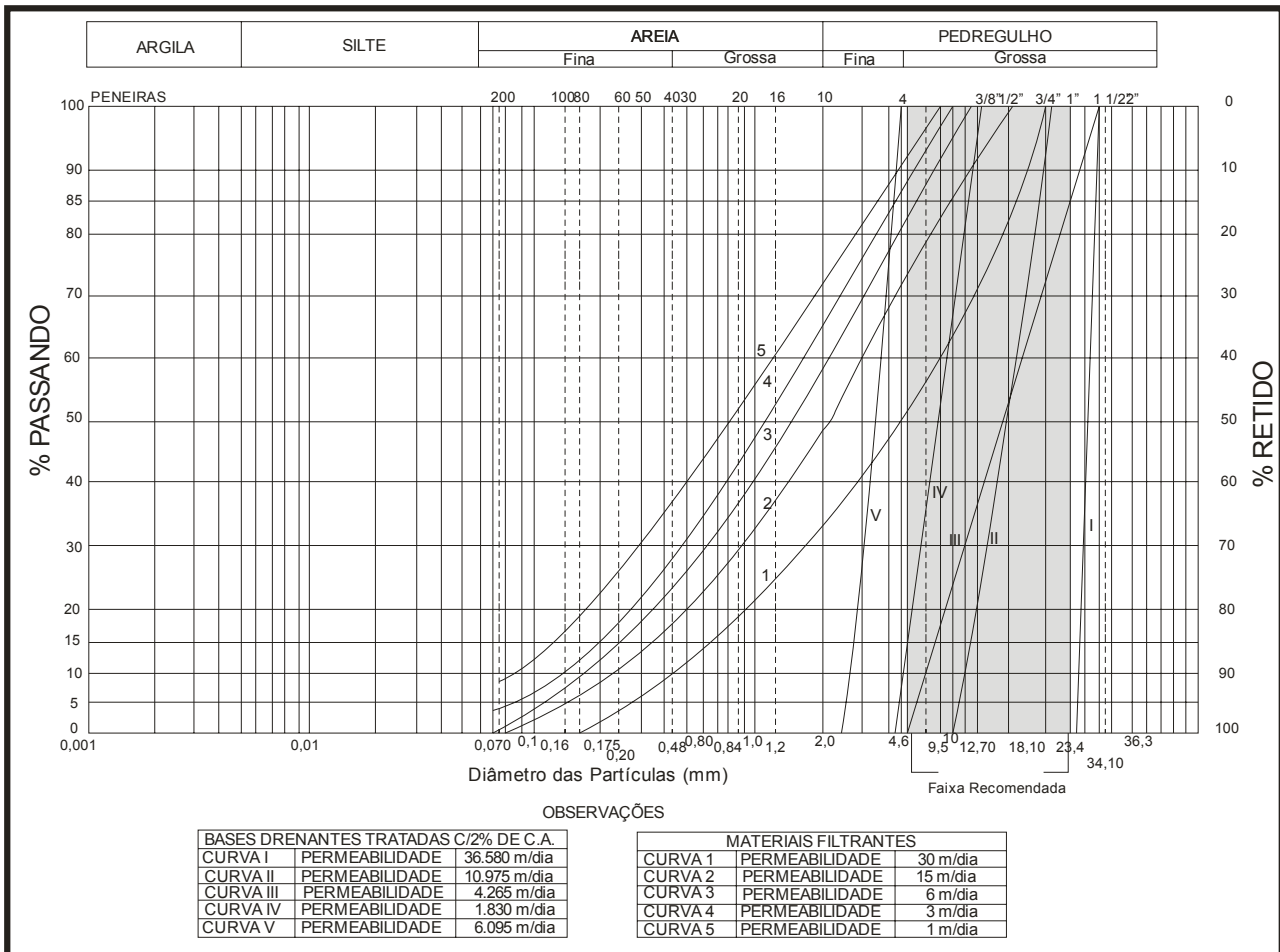
As curvas granulométricas, apresentadas na Figura 54, mostram a permeabilidade de diversos meios drenantes e filtrantes.

– Camada Drenante

O cálculo das descargas de contribuição que devem ser escoadas pela camada drenante do pavimento, é efetuado pela metodologia da publicação "Drainage of Highway and Airfield Pavements" de H.R. Cedergren e as últimas recomendações do "FHWA - USA - Federal Highway Administration" que estabelecem:

- a) Uma das maiores parcelas de contribuição da água para drenagem subterrânea são as águas de infiltração superficial dos pavimentos.

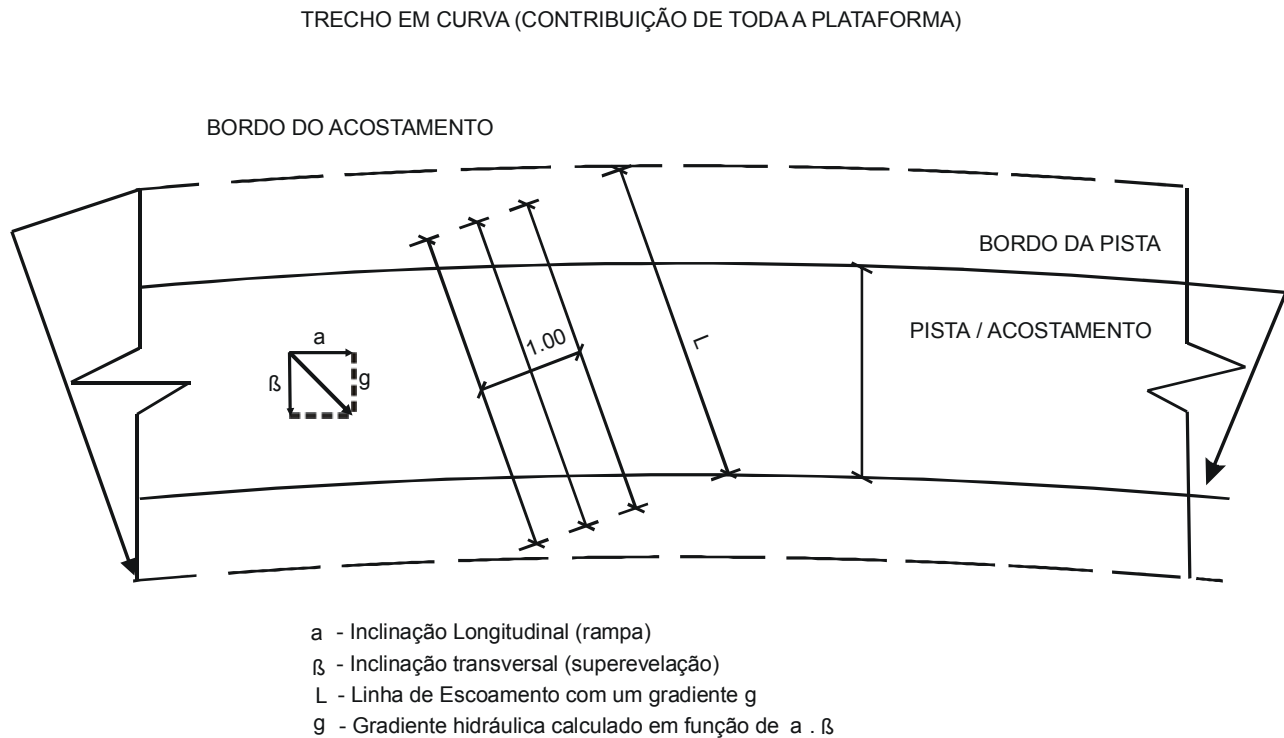
Figura 54 - Curvas granulométricas



b) A contribuição das águas superficiais deverá ser calculada multiplicando-se a precipitação pluviométrica na superfície pavimentada da rodovia, ocasionada por uma chuva de duração igual a 1 hora e tempo de recorrência de 1 ano, por um coeficiente variando de 0,33 a 0,50 (1/3 e 1/2).

As águas de infiltração no pavimento deverão ser conduzidas pelas camadas drenantes do mesmo, desde a entrada até à borda do acostamento ou ao dreno, em um intervalo de tempo de 1 hora aproximadamente.

Assim sendo, o projeto procura determinar, de acordo com a largura do pavimento (pista + acostamento) e das condições médias de rampa do projeto, a linha de percurso máxima das águas na superfície do pavimento com largura de 1,0 m, conforme mostrado no esquema da Figura 55.

Figura 55 - Trecho em curva (Contribuição de toda a plataforma)

Conhecendo-se ainda a espessura h , em cm, da camada drenante, estabelecida pelo projeto de pavimentação, e a precipitação local, calculada por intermédio da equação de chuvas da região, utiliza-se a Equação de Darcy para se estabelecer o coeficiente de permeabilidade da camada drenante da seguinte maneira:

$$KA = \frac{Q}{g} \therefore K = \frac{Q}{g \cdot A}$$

onde:

Q = Vazão calculada em m^3/dia em função da precipitação em mm/h para uma chuva com a duração de 1 hora, com um tempo de recorrência de 1 ano, multiplicado por um coeficiente de 0,33 a 0,50 de acordo com o projetista (quantidade de água que penetra no pavimento);

g = Gradiente hidráulico em m/m calculado em função das condições médias estabelecidas no projeto geométrico;

A = Área de escoamento, em m^2 , calculada em função da faixa de 1,00 m e da espessura da camada drenante do projeto;

K = coeficiente de Permeabilidade em m^3/dia .

Em função do coeficiente de Permeabilidade K , pode-se escolher a faixa granulométrica do material granular da camada drenante, que satisfaz ao problema por intermédio da Figura 54.

Convém observar que a camada drenante possui uma granulometria aberta, e que a sua estabilidade é garantida pelo intertravamento entre os grãos. Em muitos projetos, é utilizada também a confecção de um pré-misturado betuminoso a frio, ou a quente, com uma baixa taxa de ligante como camada drenante, o que melhora bastante a qualidade estrutural da mesma.

4.4.4 DISPOSITIVOS DE DRENAGEM PADRONIZADOS

O DNER dispõe de modelos padronizados relativos aos vários dispositivos de drenagem sejam aqueles que ordinariamente são executados por ocasião da implantação da estrada, sejam aqueles cuja execução toma-se mais apropriada por ocasião da pavimentação.

Assim é que, no "Álbum de Projetos - Tipo de Dispositivos de Drenagem" do DNER, para cada tipo de dispositivo são apresentadas várias alternativas de solução as quais diferem entre si nos seguintes tópicos:

- a) Configuração e dimensões dos dispositivos;
- b) Tipo de revestimento adotado;
- c) Materiais utilizados em sua construção.

A adoção do referido álbum se recomenda, ante o objetivo de racionalizar e sistematizar o tratamento do assunto, facilitando o seu entendimento e produzindo benefícios a nível de execução.

Fica, ao projetista, franqueada a liberação de selecionar o dispositivo mais apropriado ao seu problema específico, procedendo aos dimensionamentos hidráulicos necessários à confirmação de sua adequação. Maiores detalhes podem ser obtidos através de consulta ao Manual de Drenagem de Rodovias do DNER. Rio de Janeiro, 1990.

5 - INTERFERÊNCIAS COM O MEIO AMBIENTE

5 INTERFERÊNCIAS COM O MEIO AMBIENTE

5.1 GENERALIDADES

Entende-se por meio ambiente o espaço onde se desenvolvem as atividades humanas e a vida dos animais e vegetais - envolvendo, assim, todo o conjunto de condições, leis, influências e interações de ordem física, química e biológica, que permite abrigar e reger a vida em todas as suas formas.

Poluição ou degradação ambiental se define como qualquer alteração das qualidades físicas, químicas ou biológicas do meio ambiente que possam: I - prejudicar a saúde ou o bem estar da população; II - criar condições adversas às atividades sociais e econômicas; III - ocasionar danos relevantes à flora, à fauna e a qualquer recurso natural; IV - ocasionar danos relevantes aos acervos histórico, cultural e paisagístico.

Impacto ambiental é qualquer alteração significativa provocada pela ação humana em um ou mais componentes do meio ambiente.

A avaliação de impacto ambiental - AIA - deve ser entendida como sendo: "um instrumento de política ambiental formado por um conjunto de procedimentos capaz de assegurar, desde o início do processo de execução, que se faça um exame sistemático dos impactos ambientais de uma ação proposta (projeto, programa, plano ou política) e de suas alternativas, e que os resultados sejam apresentados de forma adequada ao público e aos responsáveis pela tomada de decisão, e por eles devidamente considerados".

Para os objetivos da AIA de um determinado empreendimento onde o importante é a previsão das alterações que ocorrerão no meio ambiente quando de sua implantação, o impacto ambiental pode ser visto como parte de uma relação de causa e efeito. Do ponto de vista analítico pode ser considerado como a diferença entre as condições ambientais que existiriam com a implantação de um projeto e as condições ambientais que existiriam sem essa ação.

Nestas condições, os impactos ambientais são analisados a partir de dois atributos principais, ou seja, sua magnitude e a sua importância. "A magnitude é a grandeza de um impacto em termos absolutos, podendo ser definida como a medida de alteração no valor de um fator ou parâmetro ambiental, em termos quantitativos ou qualitativos". Dependendo do caso, considera-se na determinação da magnitude o grau de intensidade, a periodicidade e a amplitude temporal.

A importância, por sua vez, é a ponderação do grau de significação de um impacto em relação ao fator ambiental afetado e a outros impactos.

Deve-se atentar para o fato de que podem ocorrer impactos de magnitude elevada, mas de relativa importância quando comparados a outros.

Os impactos ambientais, por força de suas peculiaridades, podem receber várias qualificações. Assim é que:

- a) Impacto positivo ou benéfico - Impacto negativo ou adverso;
- b) Impacto direto ou Impacto indireto;

- c) Impacto imediato, Impacto a médio ou longo prazo;
- d) Impacto temporário e Impacto Permanente.

Em consonância com o disposto na Constituição Federal, a execução de obras ou de atividades potencialmente causadoras de significativa degradação do meio ambiente - entre as quais se inclui a construção/pavimentação de estradas de rodagem com duas pistas ou mais faixas de rolamento dependerá da elaboração de Estudo de Impacto Ambiental - EIA e respectivo Relatório de Impacto Ambiental - RIMA, a serem submetidos à aprovação do órgão estadual competente, e o IBAMA em caráter supletivo, o licenciamento das atividades modificadoras do meio ambiente.

Devem-se destacar, por outro lado, as atividades associadas, como a extração de mineral de classe II e usinas de asfalto, que também estão sujeitas a licenciamento, e que, dependendo da magnitude e importância, são passíveis de exigência de estudo específico.

5.2 ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL

Segundo a resolução CONAMA nº 001/86 o EIA - Estudo de Impacto Ambiental deverá contemplar, os seguintes tópicos principais:

- a) Diagnóstico ambiental da área de influência do empreendimento: que compreende o conhecimento dos componentes ambientais e suas interações, procurando caracterizar o meio ambiente antes da obra;
- b) Identificação dos impactos: esta atividade é feita considerando o empreendimento com suas alternativas sobre o meio ambiente, conhecido através do diagnóstico;
- c) Previsão e mensuração dos impactos: é o chamado prognóstico, onde se procura prever e caracterizar os impactos sobre seus diversos ângulos e, a partir de então, suas magnitudes são analisadas, através de técnicas específicas;
- d) Interpretação e avaliação dos impactos: a interpretação estabelece a importância de cada um dos impactos em relação aos fatores ambientais afetados; a avaliação consiste na determinação da importância relativa de cada impacto, quando comparado aos demais;
- e) Definição das medidas mitigadoras e de compensação e do programa de monitorização dos impactos;
- f) Comunicação dos resultados: os resultados obtidos nas atividades anteriores devem ser apresentados de forma objetiva e adequada à sua compreensão pelos agentes envolvidos e interessados no processo. O instrumento de comunicação dos resultados é o que se denomina de RIMA - Relatório de Impacto Ambiental.

NOTA.: O proponente ou empreendedor deve procurar o órgão ambiental licenciador desde os estágios iniciais do planejamento de proposta, de forma que os estudos sejam iniciados quando as alternativas de projeto, localização e traçado ainda não foram definidos; a elaboração dos estudos deve ficar a cargo de uma empresa de consultoria ou equipe técnica independente, cadastrada junto ao IBAMA;

A elaboração dos estudos de impacto ambiental, principalmente os itens referentes à identificação, previsão e valoração dos impactos exige a utilização de métodos e técnicas especiais. Estes instrumentos vem sendo desenvolvidos e adaptados ao longo do tempo de forma a possibilitar uma maior objetividade e previsibilidade para cada tipo de empreendimento e de local.

A bibliografia técnica procura fazer uma distinção entre método e técnicas utilizadas. Os métodos de AIA são aqueles instrumentos estruturados visando coletar, avaliar, comparar, organizar e apresentar as informações e os dados sobre os prováveis impactos ambientais de uma proposta. As técnicas, por sua vez, são definidas como instrumentos destinados à coleta e tratamento estatístico de dados básicos, ao mapeamento de informações, à previsão de impactos ambientais e à comunicação de resultados. Destacam-se, neste contexto, as técnicas de previsão de impactos que são instrumentos pré-definidos, formais ou mesmo informais, usados para medir as condições futuras de fatores ambientais específicos.

5.3 PROCEDIMENTOS ADMINISTRATIVOS DA AIA

Procedimentos administrativos são o conjunto de regras para utilização de AIA no processo de licenciamento. Tais procedimentos definem a responsabilidade estabelecida pelo poder público no processo de AIA e de licenciamento das atividades modificadoras do meio ambiente, de acordo com as diretrizes estabelecidas pela legislação ambiental.

O primeiro passo para entender os procedimentos administrativos é através das estruturas institucionais existentes.

A Política Nacional do Meio Ambiente, instituída pela Lei nº 6.938/81, criou o Sistema Nacional do Meio Ambiente - SISNAMA, que tem como órgão superior o Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA, e como órgão de assessoria à Presidência da República a Secretaria Nacional do Meio Ambiente - SEMAM e ainda o Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis - IBAMA; que é o órgão executivo de ambos. O SISNAMA é ainda constituído por todos os órgãos e entidades federais (órgãos setoriais), estaduais (órgãos seccionais) e municipais (órgãos locais) envolvidos com o disciplinamento do uso racional dos recursos ambientais e a preservação da qualidade ambiental.

Quanto à AIA e o licenciamento ambiental das atividades modificadoras do meio ambiente, a legislação federal vigente atribui aos Estados a coordenação do processo, exceção feita aos pólos petroquímicos e cloroquímicos e ainda às instalações nucleares.

Desta forma, cada Estado, em função de suas peculiaridades administrativas, possui a sua estrutura institucional para o estabelecimento dos procedimentos administrativos, atuando os órgãos federais de forma normativa, limitada, porém a diretrizes gerais.

Quanto aos procedimentos administrativos propriamente ditos, é ao licenciamento ambiental que está associada a AIA.

De acordo com o Decreto nº 88.351/83, são três as licenças que o proponente deve requerer junto ao órgão ambiental:

LICENÇA PRÉVIA (LP): Deve ser pedida na fase preliminar do planejamento da atividade; ao expedi-la o órgão licenciador discriminará os requisitos básicos a serem atendidos pelo empreendedor nas fases de localização, instalação e operação.

LICENÇA DE INSTALAÇÃO (LI): Deve ser solicitada para iniciar-se a implantação do empreendimento. Seu requerimento será instruído com a apresentação do projeto de engenharia correspondente, sendo que o grau de detalhamento do projeto deve permitir que o órgão licenciador tenha condições de julgá-lo do ponto de vista do controle ambiental. Isso se fará pela observância às normas editadas pelo Estado sobre a matéria, ou por entendimentos diretos com o órgão licenciador. Na falta de normas específicas, a expedição da licença importará na aprovação do projeto apresentado, com as ressalvas acaso feitas.

LICENÇA DE OPERAÇÃO (LO): Deve ser requerida antes do início efetivo das operações, competindo ao órgão licenciador verificar a compatibilidade com o projeto e a eficácia das medidas mitigadoras dos impactos ambientais negativos; de seu corpo constarão as restrições eventualmente necessárias nas diversas avaliações de operação.

O artigo 4º da Resolução CONAMA, sugere que os chamados órgãos setoriais do SISNAMA, mais precisamente aqueles concessionários do serviço público para as estradas de rodagem, devem, juntamente com os órgãos públicos competentes, compatibilizar as etapas com o licenciamento.

Sob o aspecto ainda do licenciamento, deve-se atentar para as atividades modificadoras do meio ambiente que estão associadas às obras rodoviárias, como usinas de asfalto, extração de areia e brita, e infra-estrutura e obras de apoio como o canteiro de obras, alojamento e depósitos. Para cada um desses casos, dependendo do porte, do período de funcionamento e da localização, pode estar sujeito ao licenciamento ou à adoção de medidas mitigadoras de impacto.

O processo de licenciamento, uma série de etapas a serem seguidas e a documentação a ser apresentada em cada fase. É fundamental observar a questão dos prazos para realização do EIA/RIMA e para avaliação do empreendimento pelos órgãos estaduais de meio ambiente, visando à concessão das licenças ambientais, que serão fixados para cada caso, em função da complexidade do empreendimento.

Deve-se observar que o licenciamento é um processo complexo e lento, principalmente, quando se considera que em alguns Estados a decisão sobre cada licença é atribuição de uma instância colegiada, composta de representantes de diversas entidades do governo e da sociedade civil. Em outros Estados, a decisão é do órgão executivo de meio ambiente, que analisa o empreendimento considerado fundamentalmente os aspectos técnicos.

Esse processo pode ser descrito da seguinte forma:

Contatos preliminares - O proponente do projeto, no caso o DNIT ou o DER estadual, procura o órgão ambiental, já acompanhado da equipe de consultores (empresa de consultoria independente), que se responsabilizará pela elaboração do EIA/RIMA. Na ocasião deverá ser entregue o F.C.E., Formulário de Caracterização do Empreendimento, contendo as informações preliminares.

Nos contatos preliminares o órgão de meio ambiente fornecerá as diretrizes adicionais, contendo o prazo par elaboração do EIA/RIMA e o prazo que será necessário para sua análise, bem como as informações sobre o seu escopo, chamado Termo de Referência. Alguns órgãos ambientais facultam ao empreendedor a apresentação de um Plano de Trabalho sobre o Termo de Referência, onde podem ser eliminados estudos e informações considerados desnecessários em função do empreendimento ou da área a ser atingida pelo projeto.

Normalmente, o Termo de Referência exige estudos e levantamentos ambientais específicos na área de influência, quando a região onde se localizará o empreendimento não tiver estudos básicos já realizados por institutos de pesquisa, universidades ou outras empresas de consultoria.

Durante a elaboração dos estudos é importante que a equipe de consultores e o empreendedor mantenham o órgão ambiental informado sobre o andamento dos trabalhos e que as dificuldades sejam discutidas para facilitar posteriormente a análise técnica.

LICENÇA PRÉVIA - Concluídos os estudos e levantamentos ambientais, o proponente poderá requerer a Licença Prévia, que deverá ser acompanhado pelo EIA/RIMA, certidão ou certidões das Prefeituras Municipais, atestando que a localização do empreendimento está de acordo com as normas administrativas municipais e ainda o comprovante de recolhimento dos custos de indenização da licença e da análise técnica do EIA.

Após análise preliminar dos documentos entregues, o órgão ambiental ou empreendedor deve fazer publicar, no Diário Oficial do Estado e nos jornais de grande circulação na região do empreendimento, que a licença foi solicitada e que os documentos estão disponíveis para consulta pública.

O órgão ambiental, dentro do prazo estipulado para revisão e análise técnica e jurídica do EIA, poderá solicitar informações complementares e, caso julgue necessário, poderá promover audiência pública ou aceitar pareceres ou fornecer informações às prefeituras e entidades de sociedade civil sobre o empreendimento, que terão prazo e condições para se manifestar.

Cabe lembrar, que o RIMA é um documento público para esclarecimentos à sociedade e deve ficar disponível para outros órgãos de governo e para as prefeituras municipais e acessível ao público durante o período da análise técnica.

Após esses procedimentos, é emitido um parecer conclusivo sobre a concessão da licença que poderá acatar as sugestões da sociedade. Em alguns Estados, o processo passa ainda pelo julgamento das câmaras técnicas do órgão ambiental.

LICENÇA DE INSTALAÇÃO - Concedida a Licença prévia, o empreendedor deve requerer a Licença de Instalação mediante a apresentação do requerimento específico, acompanhado do Projeto Executivo Final, o Plano de Controle Ambiental, o parecer técnico do IBAMA ou órgão estadual de florestas, estabelecendo as condições para desmatamento, e o comprovante do recolhimento dos custos de indenização da LI.

O projeto executivo final é analisado para verificar a adoção das medidas técnicas e mitigadoras previstas quando da Licença Prévia e é emitido novo parecer técnico e

jurídico, que deverá, em alguns Estados, passar por novo julgamento das câmaras técnicas do órgão ambiental.

LICENÇA DE OPERAÇÃO - Ao final da implantação do empreendimento, o proponente requererá a Licença de Operação, quando então o órgão ambiental deverá realizar vistoria técnica para avaliar as medidas mitigadoras e as condicionantes estabelecidas nas licenças anteriores.

A critério dos órgãos ambientais estaduais, em cada uma das fases do licenciamento devem ser publicados o requerimento e a concessão da licença, de forma que o processo seja público e não ocorram manifestações posteriores fora do prazo de avaliação e análise técnica. Tal procedimento foi estabelecido em caráter geral pela Resolução CONAMA nº 006, de 24 de janeiro de 1986, e em cada Estado foram efetuadas as adaptações peculiares à sua política ambiental.

5.4 IMPACTOS AMBIENTAIS DE OBRAS RODOVIÁRIAS

No caso das obras de infra-estrutura rodoviária, o exame sistemático dos impactos ambientais tem o objetivo de avaliar desde o início os danos potenciais a serem causados ao ambiente, de forma a evitar ou mitigar os seus efeitos.

As obras de infra-estrutura rodoviária, em especial as estradas de rodagem com duas ou mais faixas de rolamento, objeto principal deste estudo, têm características peculiares sob o aspecto ambiental. Por ser uma infra-estrutura fundamental como indutora do desenvolvimento econômico, é também indutora de modificações ambientais significativas.

Seus efeitos sobre o meio ambiente, caso não sejam corretamente avaliados, podem provocar danos irreversíveis em nível local e regional e a médio longo prazo. Diferentemente dos empreendimentos chamados pontuais, cujos efeitos potenciais adversos ficam restritos a uma determinada área, as estradas de rodagem provocam alterações ao longo de extensões territoriais significativas, além das áreas de intervenção de seu eixo, abrangendo dimensões regionais. Por isso, estes empreendimentos devem estar vinculados a planos e programas governamentais de médio e longo prazo.

A proposição aqui, no entanto, é de identificar e caracterizar os impactos ambientais potenciais de uma obra de infra-estrutura rodoviária, sem contudo considerar um caso específico. Portanto, considerou-se, a partir de cada uma das fases do empreendimento, os possíveis impactos potenciais, de forma a caracterizar e avaliar os seus efeitos e/ou impactos ambientais e, quando for o caso, indicar as possíveis medidas mitigadoras.

Como um dos objetivos do trabalho é também considerar o enquadramento à legislação ambiental vigente, particularmente quando ao licenciamento regulamentado através da Resolução CONAMA 001/86, a avaliação dos impactos observa a compatibilização das fases do empreendimento com as etapas do licenciamento, como mostra a tabela 36.

Tabela 36 - Compatibilização das fases do empreendimento com as etapas do licenciamento

FASE DO EMPREENDIMENTO	ETAPAS DO LICENCIAMENTO
Estudos e Projeto	Licença Prévia
Construção/Pavimentação	Licença de Instalação
Operação e Conservação	Licença de Operação ou Funcionamento

Em decorrência das peculiaridades de cada empreendimento, podem-se prever os impactos ambientais potenciais em cada uma das fases. Conhecidos os efeitos prováveis do empreendimento é possível definir as medidas para evitá-los ou mitigá-los, quando considerados negativos ou adversos a um determinado ecossistema ou comunidade.

Portanto, a legislação ambiental exige que os estudos de impacto ambiental sejam elaborados e avaliados na fase inicial do empreendimento, sendo que a licença prévia só deverá ser expedida com aprovação do EIA/RIMA. Isso ocorre porque é de senso comum nas ciências ambientais que a localização do empreendimento é que determina os impactos ambientais de maior importância ou magnitude. Daí a exigência de, nesta fase, serem contempladas alternativas de localização, para poder definir aquela em que os efeitos adversos ao meio ambiente sejam menos significativos.

Nessa fase, a atenção deve se concentrar na adequada definição das alternativas de traçado, onde a avaliação econômica e de engenharia deverá estar aliada à avaliação das repercussões ambientais. Os efeitos ambientais a serem mais observados referem-se às características do ecossistema a ser afetado; a localização de áreas de preservação permanente, áreas de interesse especial tais como as de proteção de mananciais, de patrimônio cultural, histórico, paisagístico e arqueológico, bem como os parques nacionais, estaduais e municipais, reservas indígenas, etc; a transposição de áreas urbanas; as modificações da paisagem por cortes, aterros e túneis; e até mesmo os impactos indiretos da obra sobre os locais interligados.

As ações modificadoras listadas na fase de estudos e projeto são as seguintes:

- a) estudos de viabilidade técnico-econômica;
- b) estudo de traçado/elaboração de projeto básico.

Impactos decorrentes destas ações afetam geralmente o meio antrópico ou sócio-econômico, conforme pode ser observado na matriz de correlação ou de impacto.

Após essa primeira fase ou etapa, tendo o projeto básico sido aprovado, deverá ser elaborado o projeto executivo final contendo o detalhamento necessário ao início da construção propriamente dita. Nessa fase, deve ser requerida a licença de instalação, onde, após a avaliação do plano de controle ambiental do projeto, o empreendimento pode ser aprovado com as ressalvas técnicas necessárias à sua adequação ambiental.

As principais ações modificadoras do meio ambiente a serem avaliadas na fase de construção são as seguintes:

- a) desapropriação de terras;
- b) alocação de mão-de-obra;

- c) infra-estrutura e obras de apoio;
- d) remoção de cobertura vegetal;
- e) terraplenagem;
- f) remoção de rocha;
- g) construção de túnel;
- h) extração de minerais de classe II;
- i) preparação de base e pavimentação;
- j) acessos de serviço;
- k) obra de drenagem;
- l) obra-de-arte;
- m) usina de asfalto;
- n) regulamentação de tráfego.

Pelas características das ações, seus impactos afetam de forma significativa o meio físico e biológico e em alguns casos o meio antrópico. Cada ação merece uma avaliação específica por parte do empreendedor e das empresas de construção, no sentido de identificar as medidas mitigadoras, para evitar ou minimizar impactos.

Nessa fase ou etapa, a atuação do órgão ambiental competente será no sentido de fiscalizar as obras para verificar o cumprimento do projeto e das condicionantes estabelecidas quando do licenciamento.

Na fase final, quando a estrada estiver em condição de tráfego, deverá ser realizada vistoria técnica para liberação da licença de operação, expedida após a verificação da compatibilidade do projeto aprovado e a eficácia das medidas mitigadoras dos impactos ambientais negativos identificados no licenciamento. De seu escopo constarão as restrições eventualmente necessárias nas diversas situações de operação. Destes últimos aspectos, as ações mais visadas poderão ser as seguintes:

- a) condições de abertura ao tráfego;
- b) conservação e manutenção.

A matriz de correlação, apresentada na Tabela 37 a seguir, mostra as possíveis interseções entre as ações modificadoras e os fatores ambientais. Deve-se ressaltar que a matriz é genérica e hipotética, pois para cada empreendimento rodoviário os fatores ambientais podem ser desdobrados, permitindo uma visão mais específica das interferências.

Tabela 37 - Matriz de correlação de impactos ambientais de obras rodoviárias

FATORES AMBIENTAIS	MEIO FÍSICO						MEIO BIOLÓGICO			MEIO ANTRÓPICO										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
AÇÕES DE EMPREEDIMENTO																				
Estudo de Viabilidade																				
Estudo do Traçado/Projeto Básico																				
Desapropriação de Terras																				
Alocação de Mão-de-obra																				
Infra-estrutura e Obras de Apoio																				
Remoção de Cobertura Vegetal																				
Terraplenagem																				
Remoção de Rocha																				
Construção de Túnel																				
Extração de Minerais Classe II																				
Preparação de Base e Pavimentação																				
Acessos de Serviços																				
Obras-de-Arte																				
Obras de Drenagem																				
Usina de Asfalto																				
Regulamentação de Tráfego																				
Abertura de Tráfego																				
Conversão e Manutenção																				

NOTA: D - efeito/impacto direto I - efeito/impacto indireto

- | | | | |
|-----------------------|----------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|
| 1. Qualidade do Ar | 6. Água Superficial | 11. Paisagem | 16. Estrutura Produtiva de Serviços |
| 2. Microclima | 7. Água Subterrânea | 12. Patrimônio Natural/Cultural | 17. Organização Social |
| 3. Ruídos e Vibrações | 8. Vegetação | 13. Uso e Ocupação do Solo | 18. Saúde e Segurança |
| 4. Relevo | 9. Fauna Terrestre | 14. Dinâmica Populacional | 19. Impostos e Tributos |
| 5. Solo | 10. Ecossistemas Aquáticos | 15. Nível de Vida | 20. Renda e Emprego |

Os efeitos e/ou impactos ambientais potenciais decorrentes das intervenções de obras rodoviárias sobre o meio ambiente, conforme demonstrado pelas correspondências apresentadas na matriz de correlação, estão listados e caracterizados, quanto aos seus atributos relativos à natureza, ordem, espaço, temporalidade e reversibilidade, nos Quadros de Avaliação de Efeitos/Impactos Ambientais, nas Tabelas 38, 39 e 40.

Tabela 38 - Avaliação de impactos ambientais de estudos e projetos rodoviários

FASES DE ESTUDOS E PROJETOS			
AÇÃO	IMPACTO/EFEITOS AMBIENTAIS	ATRIBUTOS	MEDIDAS MITIGADORAS
Estudo de Viabilidade	geração de renda e emprego expectativa de desenvolvimento regional	benéfico, direto, regional, temporário, imediato e reversível	
	especulação imobiliária; geração de conflitos de uso e ocupação do solo; pressão sobre o patrimônio natural e cultural; tensão social	adverso, direto/indireto, regional, temporário, curto prazo e reversível	compatibilidade com planos e programas governamentais; esclarecimento público sobre o empreendimento; considerações dos recursos ambientais e unidades de conservação
Estudo de Traçado/ Projeto Básico	geração de renda e emprego; perspectiva de desenvolvimento regional; melhoria de infra-estrutura	benéfico, direto/indireto, regional estratégico, imediato, médio e longo prazo e reversível	
	especulação imobiliária; geração de conflitos de uso e ocupação do solo; pressão sobre o patrimônio natural e cultural; tensão social; aumento do fluxo de tráfego e do risco de acidentes; potencial de degradação das áreas de intervenção	adverso, direto/indireto, regional, temporário, curto prazo e reversível	compatibilidade com planos e programas governamentais; discussão das alternativa de traçado; avaliação dos conflitos de uso e operação do solo; análise das condições físicas, biológicas e sócio-econômicas; observação dos aspectos de segurança de tráfego; plano de reabilitação das áreas degradadas.

Tabela 39 - Avaliação de impactos ambientais de obras rodoviárias

FASE DE ENGENHARIA E OBRAS			
AÇÃO	IMPACTOS/EFEITOS AMBIENTAIS	ATRIBUTOS	MEDIDAS MITIGADORAS
Desapropriação de Terras	parcelamento do solo alteração da modalidade de uso; tensão social; deslocamento de população; perdas de áreas produtivas; realocamento de infra-estrutura.	adverso, direto, local permanente imediato e irreversível	estudo de alternativas de traçado; avaliação real do patrimônio; planejamento de assentamento.
Alocação de Mão-de-Obra	geração de renda, emprego, impostos e tributos; incremento de estrutura produtiva e estrutura de serviços.	benéfico, direto, local temporário, imediato e reversível	
	potencial de atração de imigrantes; aumento dos riscos de doenças socialmente transmissíveis; aumento da demanda de infra-estrutura urbana; alteração e hábitos e costumes	adverso, direto, local temporário imediato e reversível	recrutamento local de mão-de-obra; prevenção e controle de saúde humana; aplicação de recursos em investimentos sociais; melhoria dos serviços de assistência social e segurança pública.
Infra-estrutura e Obras de Apoio (canteiro de obras e alojamento)	alteração do perfil das encostas; disposição de efluentes do solo; contaminação das águas superficiais e subterrâneas; remoção da cobertura vegetal; conflito de uso do solo.	adverso, direto/indireto, local temporário, imediato e reversível	implantação em locais adequados; terrenos favoráveis; controle de drenagem; efluentes e resíduos sólidos; reabilitação das áreas degradadas.
Remoção da Cobertura Vegetal	alteração de micro-clima; degradação de solos; alterações de habitats e da paisagem.	adverso, direto/indireto, local permanente, imediato/médio e longo prazo e irreversível	revegetação da faixa de domínio; desmate restrito às áreas de intervenção; proteção de árvores de valor paisagístico e/ou imunes de corte; obter licença de desmatamento junto aos órgãos florestais competentes.
Terraplenagem (cortes, aterros bota-foras e áreas de empréstimo)	emissão de material particulado, ruído e vibrações; alteração do perfil das encostas; degradação dos solos e riscos de erosão; aumento de carga sólida e redução da disponibilidade hídrica; alteração da paisagem e degradação do patrimônio natural e cultural; modificação na forma de ocupação do solo.	adverso, direto/indireto, local permanente, imediato/médio e longo prazo e reversível/irreversível	otimização da compensação de cortes e de aterros; limitação da terraplenagem às áreas de intervenção; controle de estabilidade geotécnica de taludes; controle de erosão e reabilitação das áreas degradadas; proteção de nascentes e cursos d'água
Remoção de Rocha	emissão de gases e material particulado; ruídos e vibrações; alteração do perfil das encostas; degradação dos solos e riscos de erosão; alteração da paisagem e degradação do patrimônio natural e cultural.	adverso, direto, local, permanente, imediato, irreversível	plano de fogo adequado; controle de estabilidade geotécnica; controle de erosão e reabilitação das áreas degradadas; proteção do patrimônio natural e cultural.

**Tabela 39 - Avaliação de impactos ambientais de obras rodoviárias
(Continuação)**

FASE DE ENGENHARIA E OBRAS			
AÇÃO	IMPACTOS/EFEITOS AMBIENTAIS	ATRIBUTOS	MEDIDAS MITIGADORAS
Túneis	ruídos e vibrações; alteração na drenagem e recarga de aquíferos; alteração da paisagem e degradação do patrimônio natural e cultural.	adverso, direto, local permanente, imediato, reversível/irreversível	plano de fogo adequado; controle de estabilidade geotécnica; controle da drenagem interna e externa; proteção do patrimônio natural e cultural.
Extração de Minerais Classe II (brita, areia, cascalho)	emissão de material particulado; ruídos e vibrações; alteração do perfil das encostas; degradação dos solos e riscos de erosão; poluição hídrica e degradação dos ecossistemas aquáticos; alteração da paisagem e degradação do patrimônio natural e cultural; degradação da vegetação.	adverso, direto/indireto, local permanente, imediato/médio e longo prazo e reversível/irreversível	plano de fogo adequado; controle de estabilidade geotécnica; controle de erosão e reabilitação das áreas degradadas; proteção do patrimônio natural e cultural; avaliação ambiental dos locais dos jazimentos.
Preparação da Base e Pavimentação	alteração do microclima; ruídos e vibrações; alteração no "run-off".	adverso, direto/indireto, local temporário/permanente, imediato e reversível/irreversível	revegetação adequada da faixa de domínio; dimensionamento adequado do sistema de drenagem.
Acessos de Serviços	alteração do perfil das encostas; degradação dos solos e dos riscos de erosão; aumento da carga sólida e redução da disponibilidade hídrica; degradação da vegetação, da paisagem e do patrimônio natural e cultural.	adverso, direto/indireto, local temporário/permanente, imediato/médio e longo prazo e reversível/irreversível	restrição à abertura de vias de acesso; controle de reabilitação das áreas degradadas; proteção de nascentes e cursos d'água; proteção do patrimônio natural e cultural.
Obras e Drenagem	degradação dos solos e riscos de erosão alteração no "run-off"	adverso, direto/indireto, local, permanente, imediato e irreversível	dimensionamento adequado do sistema de drenagem; dissipação de energia e controle de erosão.
Obras-de-Arte	degradação de vegetação ciliar; alteração da paisagem e degradação do patrimônio natural e cultural; alteração da modalidade de uso do solo.	adverso, direto, local permanente, imediato, irreversível	limitação da área de intervenção; redução das áreas de desmate; proteção do patrimônio natural e cultural; reabilitação das áreas degradadas.
Usina de Asfalto	emissão de gases e material particulado; ruídos e vibrações; alteração da paisagem e conflito de uso do solo local.	adverso, direto, local, temporário, imediato, reversível	implantação de sistema de tratamento de emissões; avaliação ambiental dos locais de reabilitação das áreas degradadas.

Tabela 40 - Avaliação de impactos ambientais em operações rodoviárias

FASE DE OPERAÇÃO			
AÇÃO	IMPACTOS/EFEITOS AMBIENTAIS	ATRIBUTOS	MEDIDAS MITIGADORAS
Abertura de Tráfego	emissão de gases particulados; aumento de pressão sonora; aumento do fluxo de tráfego; risco de acidente.	adverso, direto, local/regional, permanente, imediate, irreversível	monitorização e controle de ruídos e emissões atmosféricas; sinalização de segurança; fiscalização de tráfego.
	gerações de impostos e tributos; fomento da estrutura produtiva e de serviços; melhorias das condições de acessibilidade; melhoria do fluxo de circulação de mercadorias e produtos; indução do crescimento econômico; melhoria do nível de vida.	benéfico, direto/indireto, regional, permanente, imediate/médio e longo prazo, irreversível	
Conservação e Manutenção	acompanhamento e controle de erosão e reabilitação de áreas degradadas; proteção e limpeza da faixa de domínio; campanhas de educação ambiental e de trânsito; proteção da sinalização de segurança.	benéfico, direto, regional, permanente, curto prazo, irreversível	

6 - CANTEIRO DE SERVIÇOS E INSTALAÇÕES INDUSTRIAIS

6 CANTEIRO DE SERVIÇOS E INSTALAÇÕES INDUSTRIAIS

6.1 CANTEIRO DE SERVIÇOS

Canteiro de serviço é a disposição física das fontes de materiais, edificações e construções necessárias para concentrar a estrutura e o apoio logístico indispensáveis ao gerenciamento e à execução da obra.

No apoio logístico há que se considerar as condições sócio-econômicas das comunidades que serão influenciadas pela obra e as cidades mais próximas com bancos, hospitais, aeródromos e hotéis.

A escolha do local para a implantação do canteiro deve levar em consideração a topografia da região e do local, as condições de acesso, a infra-estrutura de energia e telecomunicações, a ocorrência de água e o tipo das instalações industriais necessárias à produção ou beneficiamento dos materiais que constituirão as camadas do pavimento, nos volumes previstos no cronograma da obra. A concepção do canteiro deve ter como principal objetivo a minimização dos custos de produção, a racionalidade do gerenciamento, a integração do homem à obra e conseqüentemente a redução do "turnover".

Com freqüência, divide-se o Canteiro de Serviço em Canteiro Central e Canteiros Auxiliares.

6.1.1 CANTEIRO CENTRAL

O Canteiro Central concentra as edificações dos setores administrativos, técnico, recreativo, ambulatoriais, alimentar, almoxarifados, oficinas, posto de abastecimento e alojamentos. Como se vê, pelo número de edificações, a racionalidade do aproveitamento da área disponível implicará na redução de custos para as implantações das redes de esgoto, água potável, rede elétrica e viária, as quais constituirão a infra-estrutura básica do canteiro. Por outro lado, todo o apoio obtido nas cidades ou comunidades vizinhas acarretará grande economia de recursos e de tempo na construção do canteiro. Nas obras com prazo menor que um ano, esse aproveitamento é vital.

A área utilizada por setor, nos canteiros, será função do organograma da empresa para obra e o seu vulto, conseqüentemente, das quantidades de mão-de-obra empregada e equipamentos mobilizados. Por outro lado, a oferta de mão-de-obra local, inclusive especializada, promoverá grande redução no número de edificações relativas ao alojamento de funcionários.

As edificações são, ou pré-moldadas, que garantem o reaproveitamento em outras obras com perdas reduzidas, em madeira compensada com perda de até 30%, quando parafusadas, ou em tábuas comuns, cujo aproveitamento é praticamente nulo.

Todos os canteiros devem ter, por motivo de segurança e controle, uma única entrada, com uma guarita em forma de portaria, para evitar a entrada de pessoas estranhas aos serviços, e de onde se controla a movimentação de veículos, pessoas ou materiais que entrem ou saiam do canteiro.

A edificação do setor administrativo deverá agrupar a superintendência da obra, o gerente administrativo, com os setores de pessoal, financeiro, bem-estar e transportes gerais, e vigilância. O setor técnico, com as seções de controle de custos, serviços de terceiros, medições, de projetos e topografia e computação.

6.1.2 LABORATÓRIO

O laboratório deverá ser instalado em outra construção, e de preferência afastado da via de passagem de máquinas e veículos. Deverá ter todo o equipamento e instrumental para a realização dos ensaios especificados para solos, betumes e concreto-cimento. No projeto de construção, é conveniente ter-se em conta local para recebimento e estocagem das amostras, secagem, quarteamento e execução do ensaio de compactação. Dentro do canteiro, este local deve ter acesso independente e, externamente, uma meio-água com varanda onde se pode construir o tanque para imersão dos corpos-de-prova. O laboratório de betume, deve ter alguns instrumentais junto à usina de asfalto para acompanhamento direto e imediato das misturas produzidas.

6.1.3 ALMOXARIFADO

A maior demanda no almoxarifado é por peças, daí procura-se construí-lo perto da oficina. O seu dimensionamento é função da localização da obra em relação a cidades de comércio desenvolvido, da marca e quantidade dos equipamentos alocados à obra e da existência de "dealers" dos veículos e equipamentos. O almoxarifado deve ter boas condições de recepção e atendimento dos materiais e peças, e prateleiras para estoque que permitam controle e fácil manuseio das peças. Os depósitos de pneus, de óleos lubrificantes e graxas, integram o complexo do almoxarifado e devem ser estocados na mesma edificação, ou em outra, próxima a ela.

6.1.4 OFICINA MECÂNICA

A oficina mecânica deve ter uma quantidade de boxes compatível com o número de máquinas alocados à obra. Em obras de grande porte, são construídos dois blocos, tipos galpões, um para as máquinas, outro para os veículos. Nas oficinas são feitas as manutenções preventivas e corretivas dos equipamentos. No galpão principal, devem ser construídos boxes para as ferramentas, o torno, a prensa, o setor elétrico, ajustagem de motor, a soldagem, e boxes externos para lanternagem e pintura. Normalmente os galpões têm estrutura metálica, e na sua localização, deve-se levar em conta o nascer e por do sol e a direção dos ventos dominantes. A manutenção, nas frentes de serviços, habitualmente é feita com apoio de um caminhão oficina onde se instalam todos os equipamentos, ferramentas e peças, indispensáveis às correções de pequeno e médio portes.

6.1.5 AMBULATÓRIO

O ambulatório concentra o atendimento médico para seleção dos candidatos ao emprego, como também a prestação dos primeiros socorros nos casos emergenciais e de acidentes. Deve ter dependências para recepção, consultório, enfermaria, salão de

repouso e pronto socorro. Em havendo convênio com o INSS, essas instalações poderão ser ampliadas, com seções para internamento.

6.1.6 ALOJAMENTOS

Muitos funcionários da obra são transferidos e portanto residem no canteiro. Normalmente são alojados em construções alongadas, com quartos para duas ou quatro pessoas, circundados por alpendres, e com sanitários e banheiros coletivos em construções apropriadas e separadas.

6.1.7 COZINHA E REFEITÓRIO

A boa alimentação está diretamente ligada à produtividade do operário. Para garantia de uma alimentação de boa qualidade, e racional quanto à nutrição, são construídas instalações para a cozinha e o refeitório. Há no mercado, grandes variedades de cozinhas industriais que asseguram economicidade no preparo da alimentação aliada a uma perfeita higiene. Câmaras de refrigeração para carnes e verduras quando construídas, garantem a conservação dos alimentos "in natura" e evitam grandes desperdícios, assegurando pois, economia no custo da unidade alimentar fornecida. Não custa afirmar, que qualquer investimento feito para preparar-se uma refeição variada e de bom padrão tem como retorno o bom relacionamento, e a satisfação das pessoas envolvidas no gerenciamento e na construção da obra. A auto-estima da equipe é um fator primordial para o bom andamento dos trabalhos e ela passa pela qualidade da alimentação fornecida.

6.1.8 ÁREAS DE LAZER

Para o pessoal que reside no canteiro, há necessidade da construção de áreas de lazer, que vão de um simples campo de futebol de salão, com iluminação noturna, até um salão com televisão e vídeo, e outro para jogos em grupo. Estes salões poderão ser utilizados, também, para aulas de treinamento em determinados horários.

6.1.9 CANTEIROS AUXILIARES

Nos Canteiros Auxiliares, estão as edificações de apoio às instalações industriais ou de frentes de serviços. Neles estão a pedreira, a britagem e a usina de asfalto, quando a solução do revestimento é o concreto asfáltico, a usina de solos, e centrais de concreto e cimento, se for o caso. Na maioria das vezes há condições de montar-se as usinas junto à britagem. Com esse procedimento centraliza-se o controle, a central de geração de energia e os procedimentos que controlam a poluição ambiental. É imprescindível construir-se uma instalação para que os ensaios de granulometria dos agregados, penetração do asfalto e moldagens do Marshall possam ser realizados. Uma balança para pesagem das carretas de asfalto recebidas deve ser instalada e aferida.

6.2 INSTALAÇÕES DE PEDREIRAS E ESQUEMAS DE BRITAGEM

6.2.1 INTRODUÇÃO

Para produção de agregados graúdos e miúdos, visando a atender especificações e normas técnicas de projeto, o processo de redução de diâmetro dos agregados se faz por:

Fase 1- Britagem Primária - Britadores de mandíbula

Fase 2- Britagem Secundária - Rebritadores de mandíbula/girosféricos (rebritadores de cone)

Fase 3- Britagem Terciária - Giroféricos (rebritadores de cone)

Fase 4- Britagem Quartenária - Hidrocônicos, giroféricos rocha/rocha, ou moinhos de barra ou de bola

Vale salientar que a necessidade de todas essas fases no processo de britagem estão ligadas diretamente às faixas e aos volumes granulométricos exigidos pelo projeto.

6.2.2 DIMENSIONAMENTO

Em função dos tempos, da demanda mensal, em consonância com as especificações e normas técnicas exigidas pelo projeto, calculam-se as produções efetiva e nominal da instalação, as quais definirão por conseqüência, o porte dos equipamentos, bem como as fases da britagem necessárias à instalação.

6.2.2.1 PRODUÇÃO HORÁRIA EFETIVA

$$PHE = \frac{PEAK}{J \times M}$$

PHE - Produção Horária Efetiva

PEAK - Necessidade máxima de produção no mês: (m³)

J - Horas / Dias

M - Dias / Mês

Para este cálculo deve-se considerar os dois períodos distintos na região (seco e chuvoso); sendo assim teremos duas produções horárias efetivas;

6.2.2.2 PRODUÇÃO HORÁRIA NOMINAL

$$PHN = \frac{PHE}{C}$$

PHN - Produção Horária Nominal

PHE - Produção Horária Efetiva

C - Eficiência do Sistema

Em razão de se estar considerando duas produções horárias em função dos períodos (seco e chuvoso), a eficiência do sistema também é assim considerada.

Eficiência do Sistema = C

$$C = K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4 \times K_5 \times K_6$$

$K_1 = 0,85$ - avarias mecânicas

$K_2 = 0,97$ - lubrificação e limpeza

$K_3 = 0,752$ - utilização do equipamento

$K_4 = x$ - dias chuvosos (período seco) valor variável dependendo da região

$K_4 = Y$ - dias chuvosos (período chuvoso) valor variável dependendo da região

$K_5 = 0,90$ - rocha basalto

$K_5 = 1,00$ - rocha granito

$K_5 = 1,20$ - rocha calcário

$K_6 = 0,95$ - alimentador com pré-silo

6.2.2.3 BALANÇO DE MASSAS

Para o dimensionamento de todos os equipamentos de britagem para cada fase do processo, deve-se levar em consideração as seguintes características do material, bem como as faixas e a curva granulométrica a serem obtidas.

- a) Material - tipo da rocha
- b) Densidade aparente
- c) Peso específico
- d) Umidade aparente
- e) Contaminação da rocha
- f) Compatibilidade do tamanho máximo da pedra da alimentação com a boca de admissão de agregados do equipamento.
- g) Curva final a ser obtida.

6.2.2.4 BRITAGEM PRIMÁRIA

Compõe-se dos seguintes equipamentos:

- a) Alimentador vibratório com Grizzly
- b) Britador de mandíbulas primário

Uma vez que a britagem primária depende fundamentalmente do material alimentado, os cálculos são baseados nas seguintes considerações:

- a) Considerando-se que o desmonte nas jazidas será por métodos convencionais, a curva tem a composição granulométrica semelhante a britagem primária.
- b) Utilizando os trilhos do Grizzly espaçados entre si de uma distância igual à metade do diâmetro máximo de admissão do equipamento da britagem secundária, deve-se

acrescer, na produção do conjunto primário, 20% do valor da produção nominal do britador primário.

O transporte dos agregados, que passam pelo Grizzly do alimentador e do britador primário à britagem secundária, é realizado por correias transportadoras.

É de todo conveniente, em britagens de grande porte, separar o fluxo do material resultante da britagem no primário, da britagem secundária. A ruptura desse fluxo é feita através da criação de um pulmão. A pedra que passa no Grizzly e a resultante da britagem no primário é elevada através de uma correia que é lançada no terreno natural, formando um cone (pilha). Daí chamar-se de pilha pulmão. Embaixo da base do cone, e encravado no solo, é construído um caixão de concreto ou de chapa metálica pré-montada, onde através de uma calha vibratória alimenta-se uma correia transportadora, protegida por um túnel de chapa metálica ondulada, a qual promove a alimentação do circuito secundário.

Assim os circuitos primário e secundários tornam-se independentes, aumentando conseqüentemente a produção. Em alguns projetos o material da pilha pulmão é utilizado como camada do pavimento.

6.2.2.5 BRITAGEM SECUNDÁRIA

Compõe-se dos seguintes equipamentos:

- a) Grizzly intermediário
- b) Rebritador de mandíbulas ou giroférico cônico

A peneira vibratória poderá ter um ou dois decks, sendo que a malha definirá o diâmetro máximo, bem como, o volume dos agregados que serão encaminhados à britagem secundária.

Vale salientar que se deve evitar o envio do agregado dentro das especificações finais, nesta fase do processo, pois a passagem do mesmo pelo rebritador é considerada perda.

Em função do volume, bem como da curva granulométrica final requerida, dimensiona-se o equipamento, optando-se pela:

- a) capacidade produtiva
- b) abertura máxima de saída - posição aberta e fechada
- c) diâmetro máximo de admissão de agregado
- d) perda final no processo (agregado sem aplicação no projeto)

O transporte dos agregados, que passaram pela peneira vibratória intermediária e rebritador secundário à britagem terciária/quaternária, ou simplesmente, para a classificação final, é realizado por correias transportadoras.

6.2.2.6 BRITAGEM TERCIÁRIA / QUATERNÁRIA E CLASSIFICAÇÃO FINAL

Compõe-se dos seguintes equipamentos:

- a) Peneira vibratória classificadora

- b) Rebritador giroférico cônico - terciário
- c) Rebritador ou moinhos - quaternário

Os critérios de dimensionamento para os equipamentos acima, estão ligados diretamente à curva granulométrica final requerida, à faixa granulométrica, ao material circulante e às perdas no processo, levando-se em consideração:

- a) capacidade produtiva
- b) abertura máxima de saída - posições aberta e fechada
- c) diâmetro máximo de admissão dos agregados
- d) volume de agregado dentro da faixa granulométrica

Salientamos que toda a flexibilidade de uma instalação de britagem está na capacidade de se poder retornar, para as britagens secundárias, ou terciárias e/ou quaternária, e obter o volume necessário dentro da faixa granulométrica requerida, o agregado retido de qualquer deck da peneira vibratória classificadora final.

Portanto, no dimensionamento da peneira vibratória classificadora, devemos considerar como fundamental, o material circulante no processo, o qual irá somar-se aos agregados e classificar e que são os produtos acabados.

Abaixo apresentamos as funções específicas das britagens terciárias e quaternárias no processo (fluxo) de uma instalação da britagem:

- a) Britagem Terciária
 - Composição de curva granulométrica final
 - Redução total do diâmetro do agregado ao máximo da faixa requerida
 - Balanço de massas, diminuindo o material circulante do processo, bem como as perdas.
- b) Britagem Quaternária
 - Produção de areia artificial
 - Correção de finos do agregado miúdo

Todo o fluxo de material de uma fase a outra, bem como classificação final, é realizada por correias transportadoras.

A fim de proteger o meio ambiente, bem como obter agregados quase isentos de finos, costuma-se instalar nas correias transportadoras, e nas bicas de desvio das peneiras e transportadoras, sistema de irrigação de água.

Visando a atender três tipos de projetos de instalação de britagem, (pequeno, médio e de grande porte), apresentamos ao final do capítulo, quatro fluxogramas de britagem, conforme Figuras 66, 67 e 68.

- Pequeno Porte Capacidade Nominal 25 m³/h (móvel)
- Médio Porte Capacidade Nominal 50m³/h (móvel)
- Grande Porte Capacidade Nominal 100m³/h

- Grande Porte com britagem quaternária Capacidade Nominal 100m³/h

6.3 EXPLORAÇÃO DE PEDREIRA

As rochas normalmente utilizadas para fins rodoviários são de origem ígneas ou metamórficas.

Na escolha de uma pedreira deve-se levar em consideração os seguintes fatores:

- Qualidade da rocha
- Volume aproveitável
- Espessura do material inerte
- Facilidade do desmonte
- Distância até a aplicação
- Impedimentos legais e técnicos

6.3.1 INVESTIGAÇÃO

Inicialmente as indicações são feitas através de mapas e fotografias aéreas. No campo, na fase de projeto, são coletadas as amostras através de poços e sondagens rotativas e de pequenas detonações, já que a coleta se faz indispensável para a realização dos ensaios necessários à aprovação da ocorrência.

6.3.2 PLANO DE ATAQUE

Dependendo do volume a ser explorado, prazo, produções e altura do maciço, as praças de trabalho devem ser projetadas estabelecendo-se a altura das bancadas, acessos, declividade, drenagem e locais para bota-fora. É importante a elaboração de um planejamento que minimize a agressão ao meio ambiente e a sua recomposição, parcial ou total, se for o caso, após a exploração. Às vezes, a autorização para a exploração da pedreira exige a elaboração e aprovação do RIMA.

6.3.3 EXPLORAÇÃO

A exploração propriamente dita compõe-se das seguintes atividades:

a) Limpeza da Camada Estéril

A limpeza pode ser executada com trator de esteira quando a espessura for pequena e o transporte até 50 metros. As decapagens maiores são feitas com trator de esteira, carregadeira e caminhões basculantes. Sempre que possível deve aproveitar-se o bota-fora para melhorar os acessos.

A limpeza fina do maciço deve ser executada com utilização de serviço braçal, deixando-se a rocha em condições de ser perfurada sem o perigo de contaminação do material rochoso, pelo estéril, após a detonação.

b) Perfuração da Rocha

Não se pode falar em perfuração sem antes definir algumas palavras e conceitos relacionados com o item, ora em análise.

- **Malha** - conjunto de furos que integram a mesma detonação. A malha é função de duas medidas, que são o afastamento e o espaçamento; numa malha o afastamento e o espaçamento são constantes. A malha deve ser marcada topograficamente.

- **Afastamento-A**- distância entre o eixo do furo e a face livre da bancada.

O afastamento é função do diâmetro do furo, que por sua vez é função da capacidade da caçamba do equipamento de carregamento em jardas cúbicas.

Sendo D o diâmetro do furo em polegadas, C a capacidade da caçamba em jardas cúbicas, e A o afastamento em metros, têm-se:

$$A = C$$

$$A = 45 D$$

- **Espaçamento - E**- distância entre dois furos de uma mesma linha, que determina uma seção paralela à face livre da bancada. A prática recomenda que em bancadas altas deve-se evitar detonações com mais de três linhas.

As malhas podem ser simples ou alongadas.

Na malha simples tem-se:

$$E = 1,30 A$$

Na malha alongada, quando a altura da bancada é igual ou maior que duas vezes o afastamento, tem-se:

$$3 < E/A < 5$$

Segundo a disposição dos furos, as malhas podem ser:

- quadrada
- retangular
- estagiada ou pé de galinha.

Subfuração - perfuração abaixo da cota do pé da bancada, representado por X.

$$X = 0,30 A$$

Dependendo da produção requerida, e da altura da bancada, pode-se usar martelotes manuais pneumáticos, ou perfuratrizes de carreta e ar comprimido, ou hidráulicas.

Os martelotes estão limitados a um comprimento efetivo de 6,40m, limite da série 12, a última da série. Na prática, a partir de 4,80 m perde-se o rendimento na perfuração, e a limpeza do furo é difícil. O diâmetro da coroa varia de 40 mm a 33 mm e o comprimento das hastes é um múltiplo de 0,80m. Para esse tipo de perfuração o explosivo mais adequado é a gelatina 60%, 1"x 8".

As perfuratrizes de carreta podem perfurar bancadas de grandes alturas. O limite prático de utilização é de até 20 m; as bancadas de 14 metros de altura têm maior rendimento. As coroas [bits] mais utilizadas são as que têm os diâmetros se 2 1/2" ou de 3", e os explosivos, 2" e 2 1/4" respectivamente. As coroas mais comuns são as do tipo de pastilha ou de botões.

Os materiais de extensão utilizados são: punho, luvas, hastes que podem ter seção cilíndrica ou sextavada e comprimento de 3,050 m.

O furo, preferencialmente, deve ser feito com inclinação de 15 a 20 graus em relação à vertical. Esse procedimento oferece algumas vantagens como:

- aumento da área de superfície livre de reflexão da onda de choque
- diminuição do sopé
- fragmentação melhor
- lançamento melhor do material
- menos quebra na parte de trás (no maciço)
- menor razão de carga.

Como desvantagens pode-se citar:

- a furação tem que ser cuidadosa e a inclinação exata
- maior desgaste das hastes e do bits.

c) Carregamento e Detonação

– Explosivos

Para a carga de fundo são usadas as gelatinas, as lamas e as emulsões puras.

Para a carga de coluna são usadas as lamas menos densas, as gelatinas, os nitrocarbonitratos, os semigelatinosos e as emulsões misturadas com ANFO.

– Carga de Fundo

A altura da carga de fundo, onde se usa explosivo de alta densidade, pode ser definida como sendo função do afastamento; sendo h a altura de carga de fundo, tem-se:

$$h = 1,30 \times A$$

– Tampão

Parte superior do furo preenchida com material inerte, de preferência material argiloso. Sendo T a altura do tampão, tem-se:

$$T = 0,70 \text{ a } 1,0 A$$

– Carga de Coluna

A carga de coluna será a altura do furo com a subfuração menos a carga de fundo e a altura do tampão. Usa-se explosivo de baixa densidade. Sendo L a carga de coluna, tem-se:

$$L = H - [1,30 A + 0,7 \text{ a } 1,0 A]$$

– Razão de Carregamento

Chama-se razão de carregamento a quantidade de explosivo necessário ao desmonte de um metro cúbico de rocha no maciço. Depende do tipo de rocha

(granito, basalto, etc), da malha adotada, do diaclasamento do maciço, da qualidade do explosivo e do lançamento do material.

– **Acessórios**

Os principais acessórios de detonação empregados são:

- estopim
- espoletas comuns
- espoletas elétricas
- cordel detonante
- dispositivos de retardo com intervalos de 5, 10, 20 30, 50 milissegundos.

É comum atualmente a substituição do fogo por meio do circuito elétrico pelo cordel detonante. O circuito elétrico tem sido a causa de inúmeros acidentes provocados pela detonação imprevista das espoletas elétricas provocada por fontes elétricas estranhas ao circuito, como relâmpagos, eletricidade estática da atmosfera etc. Assim o cordel detonante é a forma mais segura para a detonação do fogo a céu aberto. Ele consiste de um núcleo explosivo, constituído do tetranitrato pentaeritrol de alta velocidade, 7000 m/s, coberto por um múltiplo revestimento de fibras têxteis e PVC que lhe oferecem alta resistência à tração e segurança contra as intempéries. A iniciação do cordel detonante é feita através de uma espoleta simples.

d) **Carga e Transporte**

O dimensionamento da carga e do transporte depende da instalação de britagem instalada. A carga é usualmente feita com carregadeiras de pneus com correntes de proteção ou escavadeiras. Se usada carregadeira, é conveniente que a rocha seja bem lançada na praça, se escavadeira, a rocha deve ficar mais amontoada. O transporte pode ser executado com caminhões com caçamba minério, desde 8 toneladas até os fora-de-estrada.

e) **Licença para Exploração**

Para explorar-se uma pedreira, como há uso de explosivos, faz-se necessário a concessão de Certificado de Registro de pedreiras obtido no comando da Região Militar do Ministério do Exército com jurisdição na área onde está instalada a pedreira. Por outro lado impõe-se saber se já existe o título autorizador de extração e aproveitamento de substâncias minerais exarado pelo Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM). Essa informação deve constar do relatório do projeto para a indicação da pedreira.

As Figuras 56, 57 e 58 a seguir apresentam os fluxogramas de instalações de britagem.

Figura 56 - Fluxograma – instalação de britagem móvel de pequeno porte (CAP 25 m³/h)

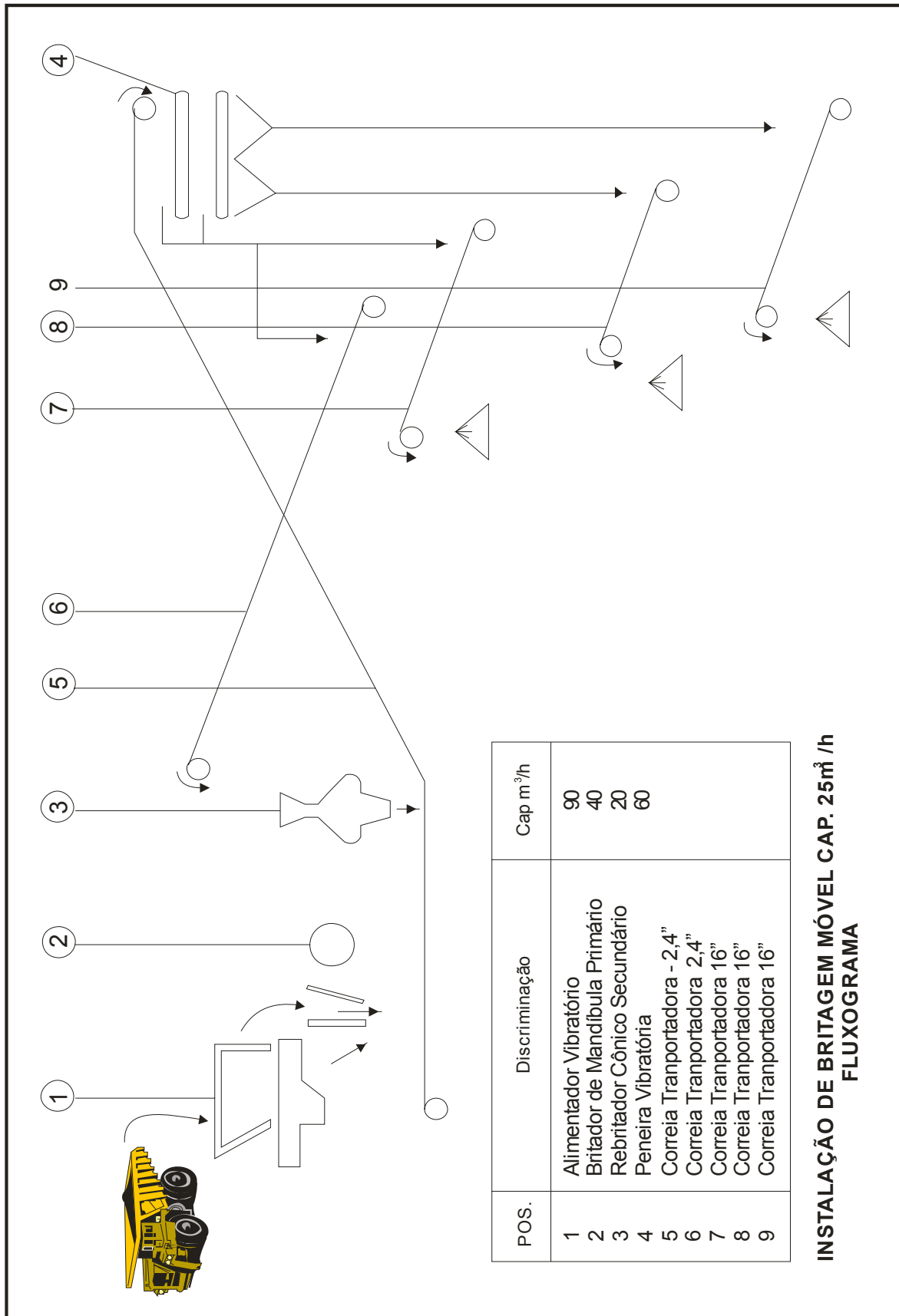


Figura 57 - Fluxograma – instalação de britagem móvel de médio porte (CAP 50 m³/h)

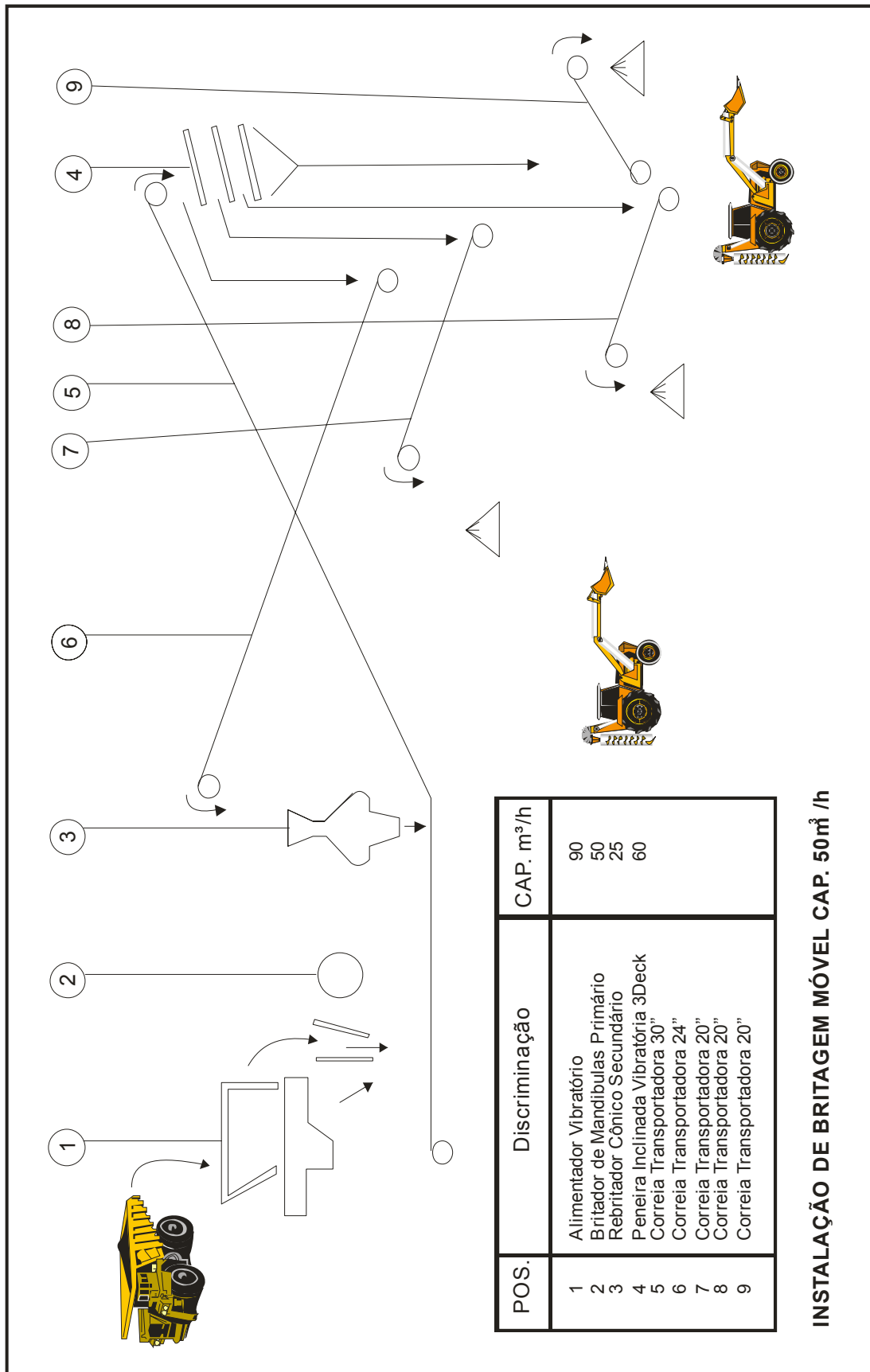
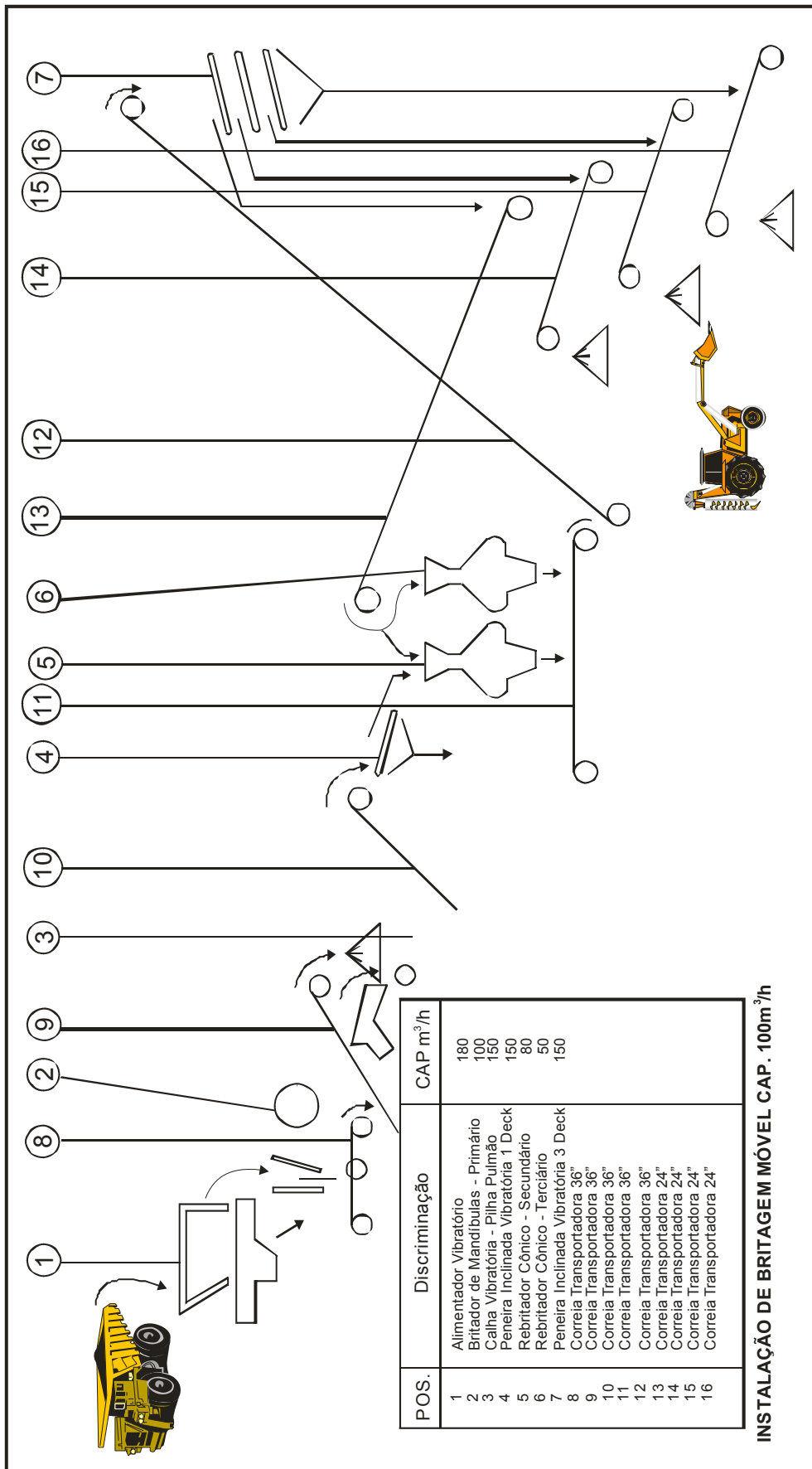


Figura 58 - Fluxograma – instalação de britagem móvel de grande porte (CAP 100 m³/h)



6.4 USINAS DE ASFALTO

O concreto betuminoso é produzido em usinas apropriadas com várias capacidades de produção (em termos de toneladas/horas) - existindo dois tipos básicos, a saber:

- Usinas descontínuas - que apresentam produção descontínua; gravimétricas,
- Usinas contínuas - que apresentam produção contínua; as volumétricas
- Usinas TSM – Tambor – Secador – Misturador (Drum-Mixer)

6.4.1 USINAS GRAVIMÉTRICAS E VOLUMÉTRICAS

São constituídas de:

6.4.1.1 SILOS FRIOS

Os silos frios são construídos com chapas metálicas em forma de tronco de pirâmide invertido e destinam-se a receber os agregados naturais e artificiais que vão ser utilizados no preparo do concreto asfáltico.

Na parte inferior destes silos localizam-se os chamados alimentadores frios, que permitem regular o fluxo do agregado, na quantidade definida para a mistura.

O alimentador poderá ser constituído, ou de uma chapa com movimento horizontal de alongação constante, ou de calhas vibratórias por ação eletromecânicas instaladas na boca inferior de cada silo. No caso da chapa, o número de alongações é o mesmo para todos alimentadores. Da mesma maneira, são idênticos os valores de a e L , definidos mais adiante. O material, em ambos os casos, é lançado em uma correia transportadora situada abaixo dos alimentadores e que circula por todo o silo frio.

Assim sendo, admitindo-se um conjunto de três silos, nos quais serão depositados, em cada um, tipos distintos de agregados, o cálculo dos valores das aberturas de cada um dos portões é feito a partir dos parâmetros definidos na Tabela 41 a seguir.

Tabela 41 - Definição dos valores das aberturas dos silos

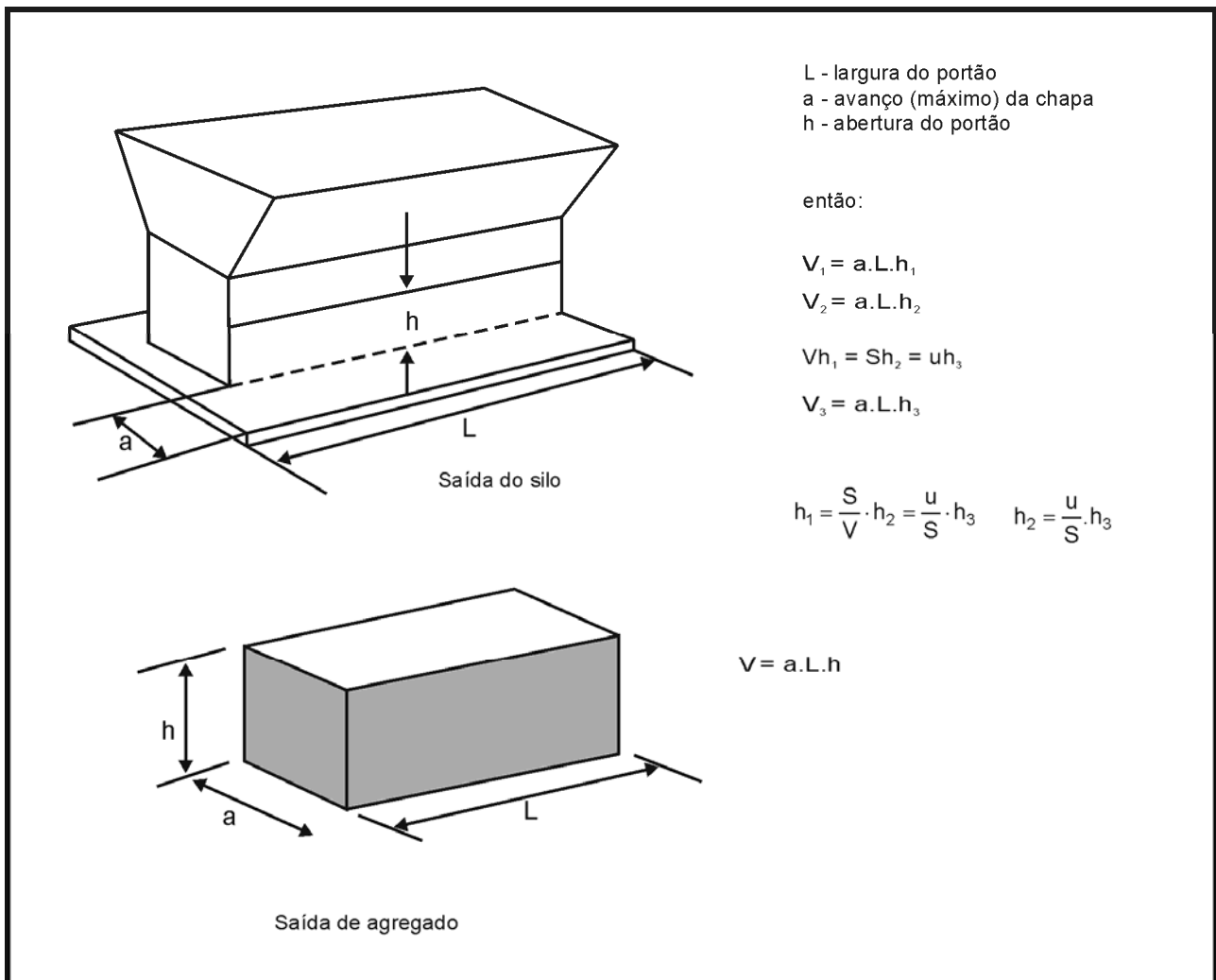
Silo	Produção Horária Requerida (tonelada)	Massa Específica do Agreg. t/m^3	Quantitativos de Agregados Lançados na Correia no Tempo t .		Relação entre a Massa Específica do Agregado e a Quantidade Requerida
			Volume (m^3)	Massa (tonelada)	
1	X	μ_1	v_1	$m_1 = \mu_1 v_1$	$v = \frac{\mu_1}{x}$ $v = \frac{\mu_2}{y}$ $v = \frac{\mu_3}{z}$
2	Y	μ_2	v_2	$m_2 = \mu_2 v_2$	
3	Z	μ_3	v_3	$m_3 = \mu_3 v_3$	

Para o tempo de alimentação, tem-se então:

$$\frac{m_1}{X} = \frac{m_2}{Y} = \frac{m_3}{Z} \text{ ou } \frac{\mu_1 v_1}{X} = \frac{\mu_2 v_2}{Y} = \frac{\mu_3 v_3}{Z} \text{ e } v v_1 = s v_2 = \mu v_3$$

Pela Figura 59, que representa o alimentador frio, verifica-se que, aproximadamente, o volume de material lançado na correia correspondente a uma elongação e equivale a um paralelepípedo com as seguintes dimensões:

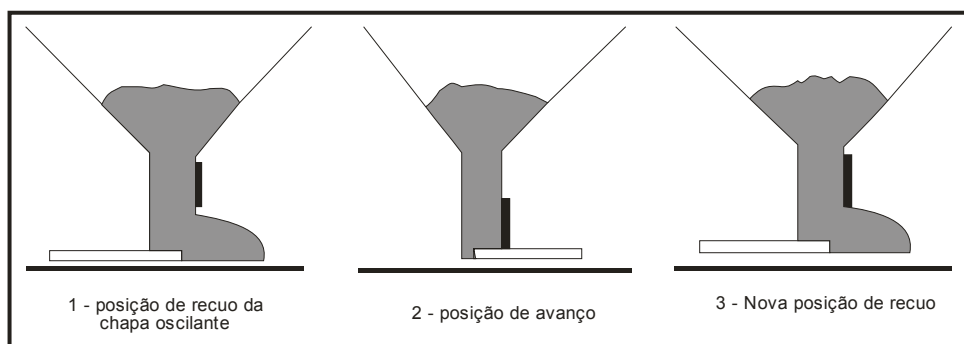
Figura 59 - Representação do alimentador frio



Estas expressões definem a relação entre as aberturas h , a fim de ser atendida a proporção em massa fixada para a alimentação dos agregados.

As posições da Chapa Oscilante são apresentadas na Figura 60 a seguir:

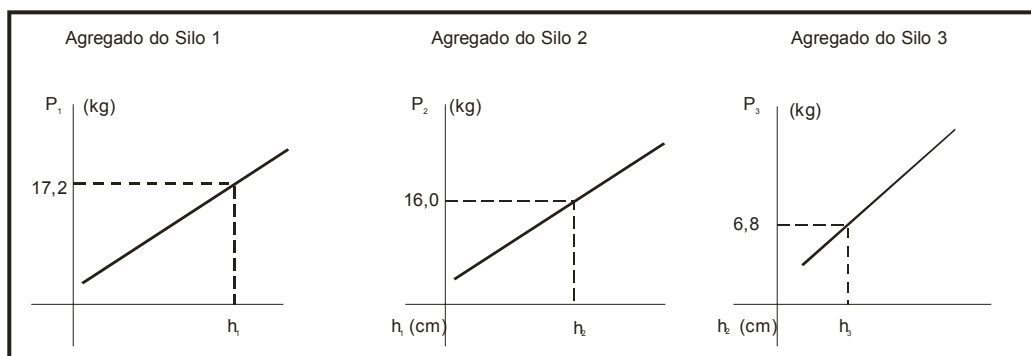
Figura 60 - Posições da chapa oscilante



Para a fixação das aberturas dos portões dos alimentadores o procedimento é o seguinte:

- Fixar um determinado tempo de alimentação t ;
- Recolher e pesar, adotando valores crescentes de h , as quantidades de agregado correspondentes a um tempo de alimentação igual a t . Considerando que em geral os agregados contêm umidade, há necessidade de se efetivar as necessárias correções, no sentido de se obter os pesos secos dos agregados.
- Desenhar para cada agregado, o diagrama representativo dos pesos secos, p , referidos nas ordenadas, obtidos com os diversos valores das aberturas, h , referidos nas abscissas (gráfico $p \times h$, Figura 61).
- Entrar, nos diagramas citados, com ordenadas proporcionais a X , Y e Z , respectivamente, e determinar as abscissas correspondentes que são os valores de h , as aberturas dos portões dos silos.

Figura 61 - Relações: abertura e vazão do agregado



Exemplo:

$$P = 40 \text{ t/h}$$

Silos

$X = 43\%$	1 :	$40 \times 0,43 = 17,2 \text{ t/h} - h_1$
$Y = 40\%$	2 :	$40 \times 0,40 = 16,0 \text{ t/h} - h_2$
$Z = 17\%$	3 :	$40 \times 0,17 = 6,8 \text{ t/h} - h_3$

Os silos frios devem ter depósitos para três tipos de materiais no mínimo.

Os agregados são descarregados nos silos frios, por meio de pás carregadeiras ou diretamente dos caminhões basculantes. É conveniente, por outro lado, que durante a operação, os níveis de agregados nos silos sejam mantidos, sempre que possível, constantes, a fim de que as condições de densidade dos agregados no fundo do silo se mantenham uniforme durante a operação da usina.

A qualidade da mistura e a uniformidade da produção depende grandemente da alimentação dos silos frios e do isolamento da cada agregado nos depósitos.

6.4.1.2 CORREIAS TRANSPORTADORAS

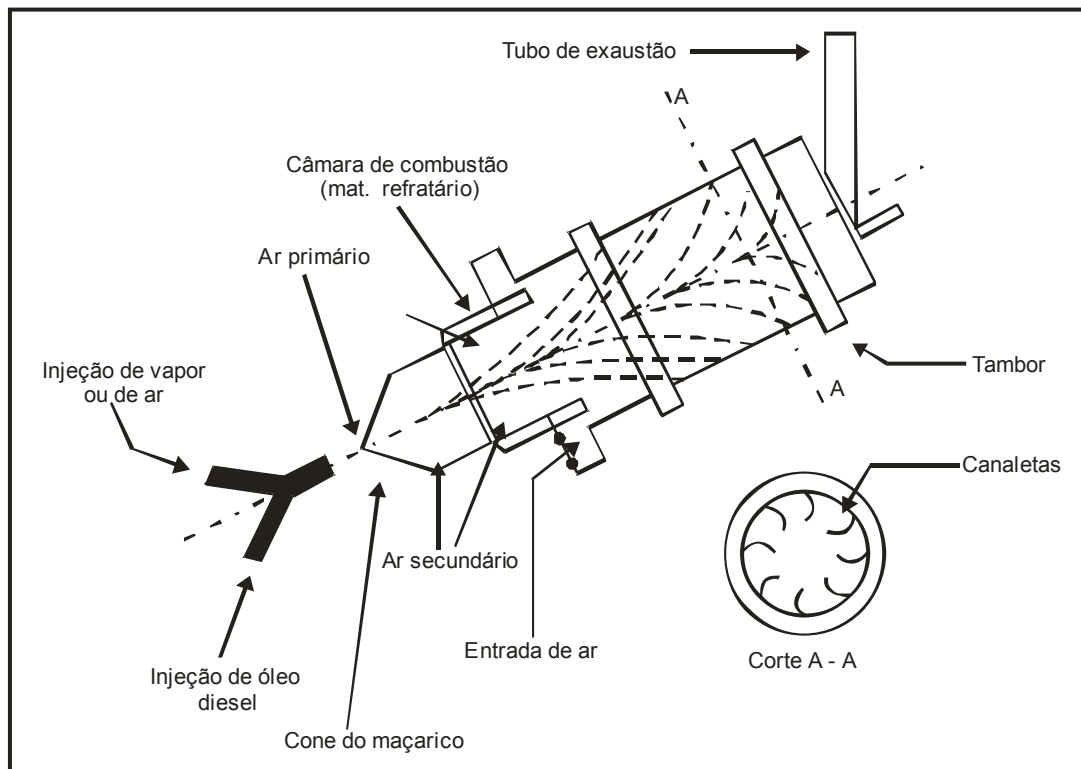
A função da correia transportadora é conduzir os agregados provenientes dos alimentadores, para a base do elevador frio.

6.4.1.3 ELEVADOR FRIO

É normalmente constituído por transportador de correia ou de caçamba e tem por finalidade elevar a mistura de agregados transportada pela correia dos silos frios para o secador.

6.4.1.4 SECADOR

Figura 62 - SECADOR - corte A - A



A função do secador é, através do aquecimento dos agregados até a temperatura especificada para a mistura, promover a remoção da água contida neles.

Consiste o secador de um longo cilindro de aço assente sobre roletes, através de dois anéis metálicos externos (Figura 62). Os roletes, acoplados a redutores acionados por motores elétricos e montados em um chassis, imprimem ao cilindro um movimento de rotação. É revestido, internamente, com material refratário na zona de combustão do queimador, e tem um conjunto de aletas dispostas ao longo da circunferência interna do secador, que faz com que a mistura de agregados caia obrigatoriamente através do fluxo de gases quentes, provenientes da chama do queimador. A produção do secador é função do comprimento do tambor, da área da seção transversal e da velocidade do gás no tambor.

O tempo em que o material atravessa o secador é constante. Dentro deste tempo os materiais deverão atingir a temperatura de mistura. O queimador de atomização a ar tem regulagem na sua chama. Alguns fatores influem no menor consumo de combustível do queimador e na capacidade de elevação da temperatura dos materiais.

Para um dado volume o mais importante deles é o teor de umidade que os agregados encerram. Há óbvia vantagem em se introduzir nos silos frios, agregados com baixos

teores de umidade. Daí, principalmente em regiões sujeitas a grandes precipitações pluviométricas, a necessidade de se construir coberturas para proteção dos agregados estocados no pátio da usina. Outros fatores são a temperatura ambiente, o correto dimensionamento do secador quanto ao diâmetro e o comprimento, a quantidade de calorías do combustível usado no queimador e a velocidade do gás no tambor.

A mistura dos agregados deve deixar o secador com um teor de umidade inferior a 1,0%. Na prática, obtêm-se agregados com um teor de umidade de 0,5%, pois a remoção da água restante é extremamente difícil. Quando a temperatura especificada para a mistura não é atingida, após a regulagem do maçarico, impõe-se diminuir o fluxo dos agregados, o que se consegue por intermédio de uma redução proporcional das aberturas dos portões dos alimentadores frios. Em certas usinas, é possível conseguir efeito análogo, promovendo uma diminuição na velocidade do conjunto de alimentação. De qualquer forma, uma redução no fluxo dos agregados ocasiona um decréscimo de produção.

6.4.1.5 SISTEMA COLETOR DE PÓ

São instalados sistemas coletores de pó nas usinas, a fim de reduzir os inconvenientes que resultariam do lançamento do pó na atmosfera, bem como para possibilitar a recuperação de uma parcela dos finos que são retirados dos agregados no secador. O sistema coletor é constituído fundamentalmente por uma tubulação na qual são instalados, pela ordem, uma ventoinha e um ciclone. A mistura de gases mais pó succionada no interior do secador por intermédio da ventoinha, é encaminhada para o ciclone, onde os finos são separados dos gases pela força centrífuga. Em certos tipos de usina, a fração de pó recuperada no ciclone retorna ao fluxo de agregado geralmente na base do elevador quente. Em outras usinas tal não ocorre, havendo, porém, a possibilidade de estocar-se, à parte, a parcela de finos recuperada. Os gases são expelidos pela chaminé. Se há uma perfeita combustão no maçarico os gases terão a cor cinza clara. Se tiverem a cor variando de cinza escuro para preta, a combustão é incompleta e há contaminação dos agregados pelo combustível. A usina deve ser parada.

Por causa de problemas ambientais e controle da poluição, em determinadas localizações da usina, é exigida a implantação do controle da poluição provocada pela emissão dos gases. Esse controle pode ser feito por dois processos, quais sejam, o a seco, ou com lavadores de gases. O primeiro, opera com filtros de manga e reintegra ao processo da usinagem os finos retidos na filtragem. O segundo é feito através da passagem dos gases em tanques com água onde há a decantação dos finos; neste caso, não há recuperação deles.

6.4.1.6 ELEVADOR QUENTE

O elevador quente é constituído por caçambas acopladas a correntes para a elevação da mistura quente dos agregados saídos do secador. É recoberto por uma estrutura metálica de seção retangular à qual se conecta com a estrutura da peneira e dos silos. É de todo conveniente, instalar-se um pirômetro na estrutura do elevador do material quente para poder-se, melhor e mais rapidamente, regular a chama do maçarico.

6.4.1.7 DISPOSITIVO DE PENEIRAMENTO

Os agregados aquecidos, provenientes do secador e transportados pelo elevador quente, são introduzidos num dispositivo de peneiramento onde são separados em duas ou mais frações granulométricas. Não é recomendável a utilização de usinas que não possuam, sequer, dispositivo de peneiramento, sendo o agregado, aquecido e armazenado num único silo. É fácil conceber as desvantagens que resultam de tal constituição, uma vez que a composição granulométrica da mistura será norteadada exclusivamente pela alimentação fria, não apresentando nenhuma possibilidade posterior de correção. Outro inconveniente é o constituído pela maior possibilidade de segregação do agregado, quando armazenado num único silo quente.

Os dispositivos de peneiramento empregados são do tipo vibratório.

A seleção das malhas que constituirão as peneiras deverá ser feita em função da análise conjunta de vários fatores, tais como: diâmetro máximo do agregado, granulometria da mistura dos agregados, número de silos quentes disponíveis, capacidade de peneiramento dos dispositivos, etc. Os agregados retidos na tela superior são recolhidos num compartimento e descarregados por uma calha no solo.

6.4.1.8 SILOS QUENTES

Os silos quentes, como sugere a própria denominação, são destinados a receber os agregados aquecidos provenientes do peneiramento, nas usinas descontínuas, e do secador, nas usinas contínuas. O número de silos quente que a usina dispõe condiciona o número de frações em que será dividida a mistura de agregados. Devem ter capacidade total de, no mínimo, três vezes a capacidade do misturador.

Cada um dos silos quentes deve ser equipado, na sua parte inferior, com dispositivos destinados à determinação correta da temperatura dos agregados armazenados (termômetros ou pirômetros constituídos por pares termoelétricos). Os silos em questão possuem, na parte superior, "ladrões", que servem para evitar o transbordamento de agregado de um silo para o outro.

Os silos quentes das usinas descontínuas dispõem, em suas bases, de comportas acionadas por alavancas, comportas estas localizadas diretamente sobre o receptáculo da balança. Os silos quentes das usinas contínuas são equipados com portões à semelhança dos alimentadores frios. Através desses portões escoo o agregado quente, que é levado por uma esteira metálica ao segundo elevador quente, ou, em outros tipos, diretamente ao misturador.

6.4.1.9 INTRODUÇÃO DO FILER

O filer é o único material componente da mistura asfáltica que não é aquecido. Ele é estocado em galpões, perto do misturador, e pesado à parte, sendo transportado por um elevador e descarregado diretamente no misturador por intermédio de um parafuso sem fim, seja para as usinas contínuas, seja para as usinas descontínuas.

Há usinas contínuas, (volumétricas) em que o filer, dosado em bases volumétricas, é lançado no pé do segundo elevador quente.

6.4.1.10 BALANÇA

Nas usinas descontínuas, o estágio final da dosagem dos agregados é efetuado sob a forma de pesadas cumulativas em uma balança. Sobre esta, acham-se localizadas diretamente, como já se viu, as comportas dos silos quentes.

As especificações da AASHTO exigem que a sensibilidade do mostrador da balança empregada seja de modo a permitir a acusação de até 0,5% da carga máxima que a mesma pode suportar. O painel da balança é localizado na cabine de comando de operação da usina, onde estão instaladas as chaves elétricas de acionamento de todos os motores. A pesagem dos agregados é cumulativa, a do asfalto em separado. Todas as operações de funcionamento da usina são controladas por dispositivos que as automatizam. Os tempos de pesagem, de mistura, de adição do ligante são definidos quando da calibração da usina. A cabine deve ser instalada numa posição que se tenha uma visão das atividades mais importantes da operação da usina, e deve ser totalmente vedada e dispor de sistema de climatização, de isolamento acústico e de exaustão. Qualquer paralisação da usina inicia-se na interrupção do funcionamento do silo frio. Todos os dias, no início da operação da usina, deve aferir-se o conteúdo do reservatório de ligante, através da pesagem, por diferença, do volume de ligante que será incorporado ao misturador, em cada traço.

6.4.1.11 MISTURADOR - INTRODUÇÃO DO LIGANTE

Os agregados aquecidos e convenientemente proporcionados na balança, no caso das usinas descontínuas, ou provenientes dos portões dos silos quentes, no caso das usinas contínuas, são introduzidos no misturador.

O misturador consiste essencialmente de uma caixa térmica de fundo curvo, com comporta para descarga operada pneumaticamente, com dois eixos horizontais, paralelos, providos de braços com palhetas reversíveis e substituíveis e animados de movimento de rotação quando em operação. Estes movimentos têm sentidos opostos, de forma a promover a ascensão do material localizado entre eles, e, em seguida, lançá-lo de encontro à parede do misturador. A capacidade do misturador é dada pelo volume do sólido formado pelo plano que passa pela secção média dos eixos e o seu fundo, função deste volume, da densidade dos materiais e do tempo de mistura, não menor que quarenta segundos, tem-se a capacidade da usina.

Nas usinas descontínuas, os agregados e o fíler são, inicialmente, misturados sem ligante. O intervalo de tempo que decorre entre a abertura da comporta da balança e o início da injeção do ligante através da barra distribuidora é denominado "tempo de mistura seca". Este intervalo deve ser fixado de forma a ser suficiente para que se possa processar uma homogeneização perfeita entre os agregados e o fíler. O "tempo de mistura úmida" será, por sua vez, o intervalo decorrido entre o término da injeção do ligante e o momento da abertura da comporta do misturador. A delimitação de "tempo de mistura úmida" deve ser feita de forma que, ao cabo do mesmo, todas as partículas da mistura de agregados mais fíler estejam recobertas uniformemente pelo ligante. Obviamente, a fixação dos "tempos de mistura" estará condicionada tanto à ordem de grandeza do "traço", como às características da própria massa produzida, no entanto, o

tempo de mistura úmida não poderá ser menor que 20 segundos. A redução deste tempo implicará numa mistura inadequada. A soma dos "tempos" de mistura seca e a úmida não poderá ser menor que 40 segundos.

Diante disso, a produção horária de uma usina será o produto da capacidade do misturador em toneladas por 80 (número das misturas feitas, no intervalo de tempo de 45 segundos, em uma hora).

O controle de tempo das misturas deverá ser flexível e capaz de ser ajustado em intervalos de não mais que 5 (cinco) segundos, através de ciclos de três minutos.

Um contador mecânico de traços deverá ser colocado como parte do equipamento de controle de tempo, e deverá registrar apenas a descarga do recipiente de asfalto e evitar o registro de quaisquer traços secos.

Nas usinas contínuas, a incorporação do ligante aos agregados (ou à mistura de agregados mais fíler) tem lugar, de forma contínua, pouco antes deles penetrarem no misturador. Nos misturadores das usinas contínuas, a disposição das palhetas, além de facultar a operação de mistura, possibilita o deslocamento de massa em direção à saída do misturador; o tempo de mistura (tempo que ocorre entre a entrada de uma partícula no misturador e sua saída do mesmo) pode ser aumentado, ou diminuído, respectivamente pela elevação, ou abaixamento, de uma comporta existente na saída do misturador. Como consequência o tempo de mistura pode ser ampliado, sem implicar em decréscimo de produção. A descarga do ligante é assegurada por uma bomba, geralmente do tipo de excêntrico, a cujo eixo está solidária uma engrenagem, a qual é acoplada, por uma transmissão de corrente, a uma outra engrenagem fixa no eixo motriz.

Este eixo é geralmente o próprio eixo que comanda o movimento da esteira do alimentador do silo quente. Como o número de revoluções deste último eixo é constante, a descarga de ligante poderá ser variada, desde que sejam possibilitadas combinações diversas entre as duas engrenagens referidas.

Nas usinas intermitentes, a quantidade do ligante correspondente a uma injeção é dosada, em geral com bases volumétricas, através de um depósito cujo enchimento é comandado por uma válvula de três estágios, a qual regula o fluxo do ligante feito por uma bomba apropriada.

6.4.1.12 DEPÓSITOS

Os depósitos do ligante são tanques que deverão ser capazes de aquecê-lo, sob controle, às temperaturas determinadas nas especificações. O aquecimento deverá ser feito por meio de serpentina e vapor, eletricidade ou outro meio, desde que não haja contato da chama com o tanque. Até uma fornalha com abóbada de tijolo refratário pode ser utilizada.

Um sistema de bombas para circulação do ligante no depósito, deve ser instalado.

Todas as tubulações e acessórios devem ser revestidos com camisas de vapor ou isolamento térmico, de modo a evitar perdas de calor.

A capacidade dos depósitos deve ser suficiente para três dias ou mais de serviço, em função da distância dos depósitos da distribuidora de ligantes ao canteiro da obra.

Para evitar a interrupção do funcionamento da usina, debaixo das comportas do misturador, e numa altura que possibilite o esvaziamento sobre a caçamba do basculante, equipam-se as usinas com um pré-silo para estocar por pouco tempo a mistura quente. Este pré-silo tem um alçapão que é aberto pelo contato com a caçamba, descarregando nela a mistura estocada.

6.4.2 USINA - TAMBOR SECADOR MISTURADOR - TSM - DRUM MIXER

Neste tipo de usina, a grande alteração, em relação às gravimétricas, é a eliminação das peneiras, silos quentes, e principalmente do misturador, já que o tambor do secador também faz a função de misturador.

Este tipo de usina, que teve sua aplicação iniciada na França na metade da década de quarenta, só após a crise do petróleo, na década de setenta ela passou a ter uma grande demanda, principalmente nos Estados Unidos e na França, diante da racionalização do consumo de combustível e da necessidade de rejuvenescimento das camadas asfálticas do pavimento, através da reciclagem da mistura fresada

Como foi classificada, a TSM é uma usina contínua, conseqüentemente, a sua calibração é feita através das alturas das comportas dos silos frios, como descrito anteriormente. Na correia que alimenta o secador com os agregados dos silos frios, pode-se adaptar o chamado controle ponderal, que pesa eletronicamente a quantidade de agregado em um determinado comprimento da correia, dada uma determinada velocidade dela. O controle ponderal é comandado da cabine, onde através da mesa de controle, se acompanha a leitura das pesagens dos agregados na correia, como também a rotação da bomba de asfalto e da comporta de descarga da mistura.

O fíler é também incorporado aos agregados nessa correia, após a descarga do depósito em uma correia com dosador ponderal, que quantifica o peso do fíler na mistura. Como se vê, o fíler, nessa usina, é incorporado aos agregados antes da entrada deles no secador.

A grande solução mecânica para o funcionamento dessas usinas está dentro do secador, através da configuração das aletas. No início do tambor do secador, quando da carga, as aletas têm a forma de espirais, que contêm parte do material, evitando, com um véu de pouco material o afogamento da chama do queimador. Na parte média do tambor, as aletas com formato de um "J" promovem a queda do material formando um véu completo que impede a penetração da chama do queimador a partir desta seção. O formato das aletas, pois, cria duas zonas no tambor, a zona de radiação e a zona de convecção. A zona de radiação tem a maior quantidade de energia calorífica, através da chama do queimador a óleo de baixa pressão, e conseqüentemente, onde o agregado sofre maiores aquecimento e secagem.

Em algumas usinas americanas, a zona de queda do agregado é definida por uma chapa metálica, que cria uma coroa circular dentro do tambor através da qual fluem os agregados.

Na zona de convecção, o asfalto é injetado no melhor ponto dentro do tambor, iniciando-se a mistura que continua na zona de revestimento, onde os agregados são melhor envolvidos pela ação espumante do ligante. A ação espumante é provocada pela eliminação da água ainda contida no agregado. A incorporação do ligante provocando a aglomeração dos finos evita a perda deles ocasionada pela exaustão dos gases. A cortina de agregados na zona média do tambor evita o contato do asfalto com a chama.

Após a zona de revestimento, há a zona de saída dos gases através de uma câmara de expansão, onde eles perdem a velocidade, provocando a sedimentação dos finos que retornam à mistura.

A descarga da mistura é feita em forma circular, pela lateral do tambor, em silos apropriados.

Esse tipo de usina se adequa à reciclagem dos revestimentos asfálticos, através de adaptações para a incorporação, das misturas fresadas na pista, aos agregados no tambor. Os dois tipos de adaptações mais usados são:

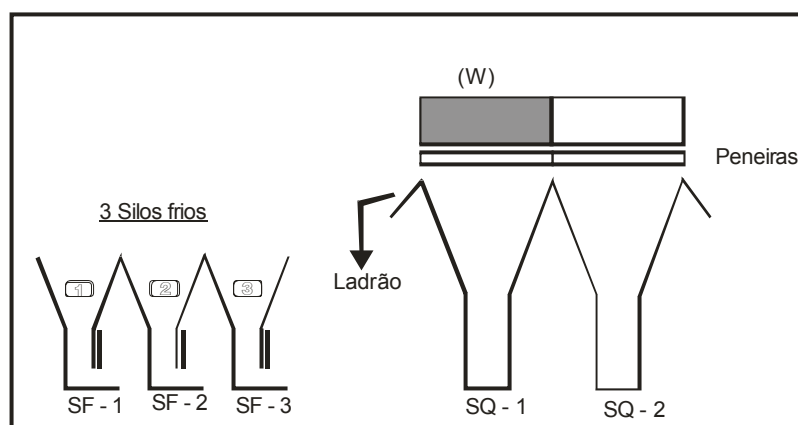
- adição mediana - quando o material a reciclar é adicionado no tambor, na zona de convecção, por uma correia transportadora, através da janela, tipo chaminé, de um anel de acoplamento dele. Essa é a adaptação mais usada.
- duplo tambor concêntrico - um tambor com menor diâmetro é inserido dentro do tambor maior. Os agregados da mistura, proveniente dos silos frios, são descarregados no interior do tambor menor, e a mistura, a ser reciclada, é adicionada no vazio entre os dois tambores. Os dois materiais se misturam na zona de convecção, e seguem o processo normal.

As usinas TSM têm hoje grande emprego pelas vantagens que apresentam, como economia de combustível, de ligante e de finos, maior homogeneidade da mistura do ligante com os agregados e redução nos investimentos para proteção do meio ambiente.

Calibração de uma Usina Gravimétrica

Vamos supor uma usina gravimétrica com três silos frios, e dois silos quentes, conforme Figura 63.

Figura 63 - Usina com 3 silos frios e 2 silos quentes



Através do Ensaio Marshall veio a ser definido, por exemplo, a seguinte mistura ideal, com bases nos materiais disponíveis:

Agregado 1 X = 50%

Agregado 2 Y = 25%

Agregado 3 Z = 15%

Fíler F = 5%

Betume B = 5%

Considerando-se que como o ligante só entra no misturador e que o fíler também não entra na alimentação inicial, estes componentes devem ser excluídos da calibração dos silos frios.

Assim, para a calibração dos silos frios tem-se, sucessivamente:

Excluindo-se o Betume:

50% = X	$X_1 = 52,6\%$	
25% = Y - B% →	$Y_1 = 26,3\%$	Granulometria I
15% = Z	$Z_1 = 15,8\%$	
5% = F	$F_1 = \underline{5,3\%}$	
	$100,0\%$	

Os valores relativos ao novo traço sendo obtidos por regra de três direta:

Agregado 1	(100 - B) - X	
100 - X ₁	$X_1 = \frac{100 \times X}{100 - B} = \frac{100 \times 50}{100 - 5} = 52,6\%$	
Agregado 2	(100 - B) - Y	
100 - Y ₁	$Y_1 = \frac{100 \times Y}{100 - B} = \frac{100 \times 25}{95} = 26,3\%$	
Agregado 3	(100 - B) - Z	
100 - Z ₁	$Z_1 = \frac{100 \times Z}{100 - B} = \frac{100 \times 15}{95} = 15,8\%$	
Fíler	(100 - B) - F	
100 - F ₁	$F_1 = \frac{100 \times F}{100 - B} = \frac{100 \times 5}{95} = 5,3\%$	

Excluindo-se o fíler:

Granulometria	$X_1 = 52,6\%$	$X_2 = 55,5\%$
---------------	----------------	----------------

$Y_1 = 26,3\%$	$Y_2 = 27,8\%$ Granulometria II
$Z_1 = 15,8\%$	
$F_1 = \underline{5,3\%}$	$Z_2 = \underline{16,7\%}$
100,0%	100,0%

Agregado 1 $(100 - F_1) - X_1$

$$X_2 = \frac{100 \times X_1}{100 - F_1} = \frac{100 \times 52,6}{100 - 5,3} = 55,5\%$$

$100 - X_2$

Agregado 2 $(100 - F_1) - Y_1$

$$Y_2 = \frac{100 \times Y_1}{100 - F_1} = \frac{100 \times 26,3}{94,7} = 27,8\%$$

$100 - Y_2$

Agregado 3 $(100 - F_1) - Z_1$

$$Z_2 = \frac{100 \times Z_1}{100 - F_1} = \frac{100 \times 15,8}{94,7} = 16,7\%$$

$100 - Z_2$

Os valores da granulometria II serão, então, utilizados para calibração dos silos frios. Assim, procedendo-se na forma anteriormente descrita obtêm-se os valores h_1 , h_2 e h_3 , relativos à abertura das janelas dos silos frios.

Em seqüência, através do confronto da granulometria II com a malha (W) da peneira separadora (que dividirá a mistura em duas porções, uma para cada silo quente), obtêm-se os valores de p e q, na forma das Figuras 64 e 65:

Figura 64 - Agregado do secador para os silos quentes

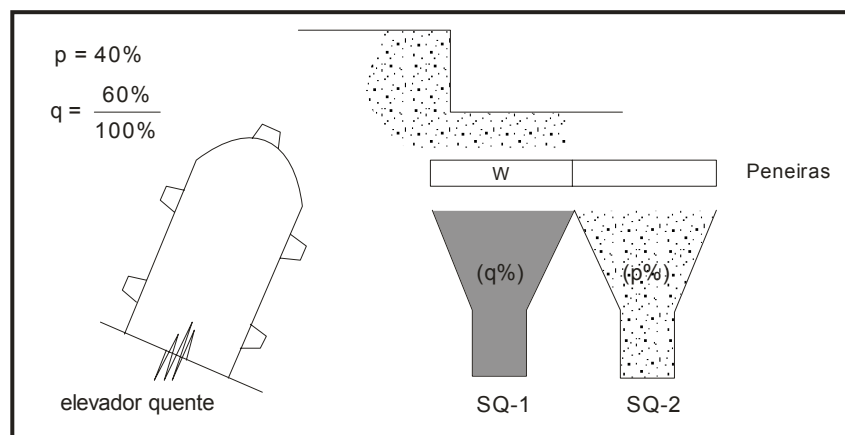
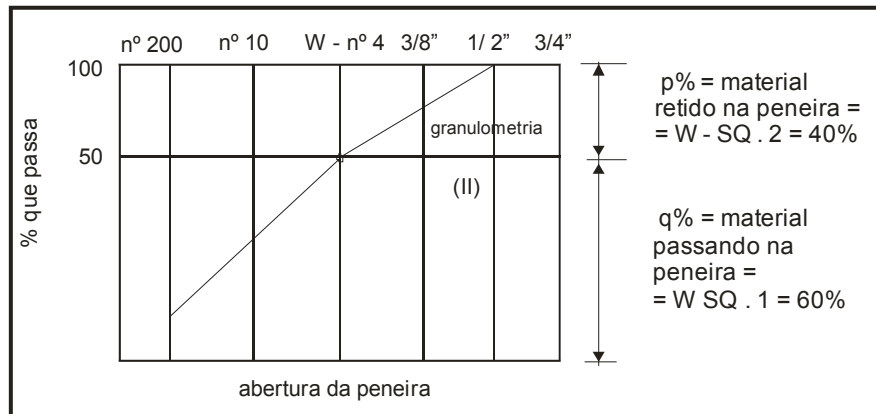


Figura 65 - Folha de ensaio



Os valores p e q verificados no gráfico devem ser obtidos nos silos quentes.

Admitindo-se um tempo de alimentação t (em min.), com as aberturas, h_1 , h_2 e h_3 respectivamente nos silos frios 1, 2 e 3 são efetivadas várias pesagens, para calcular-se o peso médio, conforme Tabela 42 a seguir.

Tabela 42 - Massas acumuladas em t min

SQ - 1	SQ - 2
q1	p1
q2	p2
q3	p3
-	.
.	.
.	.
qn	pn
Σq_i	Σp_i
$q_m = \frac{t q_1}{n}$	$p_m = \frac{t p_1}{n}$

Caso os valores de p_m e q_m não se apresentem aproximadamente iguais a p e q, respectivamente, devem ser efetivados os competentes ajustes das aberturas do dosador frio de h_1 , h_2 e h_3 , até que tal igualdade se verifique.

Uma vez alcançado a igualdade ($p_m = p$ e $q_m = q$) e supondo-se $p/q = r$, tem-se:

$$\frac{q_m}{p_m} = r = 1,50$$

Num mesmo tempo de alimentação, as massas acumuladas em cada um dos silos quentes, devem guardar a seguinte proporção:

$$\frac{mSQ_2}{1} = \frac{mSQ_1}{r}$$

mSQ_1 - massa acumulada no silo quente 1, no tempo t

mSQ_2 - massa acumulada no silo quente 2, no tempo t

É da máxima importância que, nos silos quentes, seja mantida a proporcionalidade p e q , dada pela curva, pois isto permitirá a permanência dos materiais nos dois silos quentes, evitando a intermitência da operação da usina.

Cabe observar que, a essa altura, já se está trabalhando com agregados aquecidos (à temperatura adequada), ficando evidente que não se deve permitir armazenamento por mais tempo que o necessário ao fluxo normal do material.

Um desequilíbrio nas proporções fixadas poderá resultar numa acumulação excessiva, ocasionando além do resfriamento dos agregados, grande escoamento pelos ladrões, e com a continuação da operação da usina, o excesso continuado provocará o entupimento dos silos quentes, travando o elevador quente e todo o sistema.

Vamos supor que o traço T para cada betonada do misturador tenha 0,4 t de material do SQ_2 , $p_m = 0,40$ t.

Assim:

$$T = p_m + q_m \quad q_m = 1,5 \times 0,4 = 0,60 \text{ t} \quad T = 0,60 + 0,40 = 1,00 \text{ t}$$

Sendo: 0,40 t do agregado do $SQ - 2$ e 0,60 t do agregado do $SQ - 1$

A granulometria assim obtida (devidamente ajustada) será a (III) - que deverá ser, aproximadamente igual à granulometria II.

Granulometria II = Granulometria III

Para cada traço, a descarga dos silos será feita acumuladamente ou seja:

Abre-se a comporta do $SQ - 1$ e deixa-se escoar o material até que a balança acuse 0,60 t.

Em seguida, fechada a comporta do $SQ - 1$, abre-se a comporta do $SQ - 2$ e deixa-se escoar o material até completar 1,00 t de agregado:

Composta a mistura dos agregados, procede-se à adição do filer.

Se se deseja 5 % na mistura final que corresponde a 5,3% na mistura sem betume (F_1) tem-se:

Material do $SQ - 1$:

$$T \frac{q_m}{T} = \frac{q_m (100 - F_1)}{T} = \frac{0,6 (100 - 5,3)}{1,0} = 56,8\%$$

$$(100 - F_1) \frac{q_m}{T} = Q_1$$

Material do $SQ - 2$

$$T \frac{p_m}{T} = \frac{p_m (100 - F_1)}{T} = \frac{0,4 (100 - 5,3)}{1,0} = 37,9\%$$

$(100 - F_1)$	$\underline{\hspace{2cm}}$	P_1	
Agregado do SQ - 1	$= Q_1 =$		56,8%
Agregado do SQ - 2	$= P_1 =$		37,9%
Fíler	$F_1 =$	<u>5,3%</u>	
			100,0%

Deverá ocorrer:

Granulometria I = Granulometria IV

Com a mistura que é introduzida no misturador (granulometria IV), repete-se o ensaio Marshall para confirmação do valor do teor ótimo de betume.

Confirmado o valor, por exemplo 5%, tem-se estabelecida a fórmula de trabalho:

$Q_1 = 56,8\%$	$Q = 54,0\%$
$P_1 = 37,9\%$	$P = 36,0\%$
$F_1 = \underline{5,3\%}$	$F = 5,0\%$
100,0%	$B = \underline{5,0\%}$
	100,0%

já que:

$$Q = \frac{Q_1 (100 - B)}{100} = \frac{56,8 \times 95}{100} = 54,0\% \quad \begin{array}{l} Q_1 - 100 \\ Q - (100 - B) \end{array}$$

$$P = \frac{P_1 (100 - B)}{100} = \frac{37,9 \times 95}{100} = 36,0\% \quad \begin{array}{l} Q_1 - 100 \\ Q - (100 - B) \end{array}$$

$$F = \frac{F_1 (100 - B)}{100} = \frac{5,3 \times 95}{100} = 5,0\% \quad Q_1 - 100$$

Como os silos frios foram calibrados para se ter uma pesagem de 1.000 kg de agregados nos dois silos quentes, e que a proporção entre eles é de 600 kg de agregado do silo Q, para 400 kg do silo P e sabendo-se que eles entram na mistura na proporção de 54% de Q e 36% de P, o peso total da mistura, para evitar sobras ou faltas de agregados nos silos quentes, deverá ser:

$$T = \frac{600}{0,54} = 1.110$$

Assim teremos:

$Q = 0,54 \times 1.110 = 599,4$	$\simeq 600 \text{ kg}$
$P = 0,36 \times 1.110 = 399,6$	$\simeq 400 \text{ kg}$
$F = 0,05 \times 1.110 = 55,5$	$\simeq 55,5 \text{ kg}$

$$B = 0,05 \times 1.110 = 55,5 \quad \simeq \frac{55,5 \text{ kg}}{1.110,0 \text{ kg}}$$

Em referência ao betume, como em geral se trabalha com quantitativos em volumes e a temperaturas diferenciadas, há necessidade de se efetuar as devidas conversões, com auxílio de tabelas.

$$L = \frac{T \cdot B}{100} = 55,5 \text{ kg}$$

Seja, por exemplo:

Densidade do ligante a 60 °F (15,6 °C) = $d_{60} = 0,910$ temperatura de trabalho do ligante = $t^{\circ} = 350$ °F.

Consultando-se as tabelas 55 e 56 constantes ao final deste capítulo, tem-se:

$$60^{\circ}\text{F}(d_{60}) \quad Y_{60} = 0,908 \text{ kg/l} \quad (\text{tabela 55})$$

$$V_{60} = \frac{L}{Y_{60}} = \frac{55,5}{0,908} = 61,12 \text{ I}$$

$$300^{\circ}\text{F} \quad M = 0,8909 \quad (\text{tabela 56})$$

$$M = \frac{V_{60}}{V_t} = M_{350} = \frac{V_{60}}{V_{350}}$$

$$V_{350} = \frac{61,12}{0,8909} = 68,60 \text{ I por traço}$$

6.5 USINAS DE SOLOS

A usina de solo destina-se a homogeneizar, em planta fixa, a mistura de dois ou mais solos, de solos e agregados, dos agregados provenientes de britagem entre si e de solos ou agregados com aglomerantes ou ligantes betuminosos.

Os materiais resultantes desta mistura serão constituintes das camadas do pavimento, conforme determinação do projeto geotécnico.

Como foi dito na definição, a usina de solos presta-se a executar a adição e homogeneização de cimento e cal aos solos e agregados e também à preparação de pré-misturados a frio.

O funcionamento e calibração da usina quando da sua utilização para mistura com cimento, cal ou emulsões é idêntica à descrita a seguir.

No caso do cimento ou cal, faz-se necessário fazer a dosagem destes materiais, oriundos de um silo vertical, e adicioná-los na correia que transporta o solo ou agregado proveniente do silo de solo para o misturador.

A emulsão é adicionada, em quantidade definida no projeto da mistura, aos agregados já no pug-mill, através de uma bomba própria.

Com a utilização da usina, a uniformidade da mistura é praticamente perfeita, desde que se mantenha estreita vigilância nas saídas de materiais dos silos, evitando variações que possam afetar aquela uniformidade.

As principais peças que compõem a usina - bem como o processo executivo correspondente, descrevem-se da seguinte maneira:

Silos de solos - São os depósitos destinados a receber os materiais a serem utilizados na mistura e descarregá-los nas correias transportadoras, nas proporções estabelecidas no projeto.

São constituídos de chapas metálicas, em forma de tronco de pirâmide, com capacidade para permitir a produção contínua da mistura, e nas quantidades requeridas. O nível de carregamento dos silos deve ser mantido constante, a fim de manter um regime igual de saída.

A calibração dos silos de solo obedece ao seguinte esquema: Para cada silo, independentemente, abre-se a comporta durante um tempo adotado e igual para todas as alturas das comportas. Traça-se uma curva relacionando a altura da comporta do silo, em abscissa, e o peso do material para cada altura, em ordenadas. Partindo-se da produção horária pretendida, obtêm-se as aberturas necessárias para as comportas de cada silo.

O carregamento, dos silos da usina de solos, deve ser feito com carregadeira ou basculantes, devendo a usina ser instalada, preferencialmente, junto à jazida cujo material tem maior porcentagem na mistura.

Correias transportadoras - Geralmente, utiliza-se uma única correia transportadora, que passa sob os portões de saída dos silos de solos, com inclinação suficiente para despejar os materiais no misturador em altura conveniente, para que o carregamento dos caminhões se faça por gravidade.

Depósito de água - Deve fornecer a água necessária para se atingir o teor ótimo de umidade. Os depósitos são enchidos por caminhões tanques ou por bombeamento de alguma fonte d'água.

Misturador - Geralmente é constituído por dois eixos dotados de pás, tipo pig-mill. Os eixos giram em sentido contrário, jogando os materiais contra as paredes. É conveniente que, inicialmente, seja feita apenas a mistura com os solos; após a homogeneização dessa mistura "seca", adiciona-se a água de acordo com a proporção prevista.

No caso de misturadores do tipo contínuo, a água é adicionada continuamente, pois o tempo de mistura é limitado pela passagem dos materiais pelas palhetas do eixo misturador.

A mistura de solos, assim usinada é descarregada em caminhão basculante e transportada para a pista.

Como foi escrito acima o misturador tipo pug-mill pode ser usado para a homogeneização do solo com cimento, brita graduada com cimento, solo com cal até a execução do pré-misturado a frio.

7 - EQUIPAMENTOS

7 EQUIPAMENTOS

7.1 GENERALIDADES

Os serviços de pavimentação, por sua natureza, variedade das soluções para as camadas integrantes dos pavimentos e magnitude dos quantitativos envolvidos, requerem processo executivo mecânico, com a utilização de equipamentos pesados.

Assim é que, para cada um dos itens-serviços dispõe-se de uma série de equipamentos específicos, conforme exemplificado na Tabela 43 a seguir .

Tabela 43 - Equipamentos utilizados

Itens-serviços	Equipamentos Utilizados
Desmatamento e limpeza	Tratores de esteira com lâmina S ou A
Escavação de solos	Tratores de esteira com lâminas (A, S, ou U) ou escavadeiras
Extração de areia	Escavadeiras com caçambas tipo drag-line ou clam-shell, ou bombas de sucção
Extração de rocha	Compressores de ar, marteletes ou perfuratrizes de carreta e tratores de esteira
Cargas de materiais	Carregadeiras, escavadeiras
Produção de brita	Britadores de mandíbulas, giroféricos, peneiras e correias transportadoras
Transporte de materiais	Caminhões de carroceria, caminhões basculantes, carretas prancha alta, carretas tanque para ligantes, caminhões fora-de-estrada Motoniveladoras, tratores de esteira com lâmina
Espalhamento de materiais terrosos	Caminhões tanques
Umedecimento de solos na pista	Pulvi-misturadoras
Misturas de solos e homogeneização de umidade na pista	Arados e grade de discos Motoniveladora
Compactação propriamente dita	Rolo pé-de-carneiro autopropelido Rolo de pneu (pressão variável) Rolo vibratório liso e/ou corrugado
Espalhamento/distribuição de agregados e solos usinados	Distribuidor de agregados Acabadora com controle eletrônico Motoniveladora com raio laser ou ultra-som

Itens-serviços	Equipamentos Utilizados
Misturas de solos em central	Usina de mistura de solos e carregadeira
Distribuição de materiais betuminosos	Caminhão com tanque distribuidor de asfalto
Limpeza e varredura de pista	Vassoura mecânica e trator de pneus
Estocagem de materiais betuminosos	Tanques de asfalto com aquecimento a vapor
Preparo de concreto betuminoso usinado à quente e mistura asfáltica usinada	Usina de asfalto e carregadeira
Preparo do pré-misturado a frio	Usina de solos e carregadeira
Espalhamento de concreto betuminoso usinado a quente	Vibro-acabadora de asfalto, rolos lisos tandem vibratório, rolos de pneus de pressão variável
Espalhamento de pré-misturado a frio	Vibro-acabadora de asfalto, rolos lisos tandem vibratório, rolos de pneus de pressão variável e rolos tandem
Serviços auxiliares	Tratores de pneus e retro-escavadeiras
Preparo de concreto de cimento	Central de concreto cimento, ou central dosadora, e carregadeira
Transporte do concreto de cimento	Caminhões dumpers ou caminhões betoneiras
Espalhamento do concreto de cimento	Acabadora de concreto cimento e trilhos de aço

A execução de uma determinada camada de pavimento, compreendendo via de regra vários itens-serviços, demanda, então, a utilização conjugada de equipamentos vários, cujo conjunto constitui a patrulha de equipamentos - dimensionada de modo a atender a produção compatível com o cronograma de obra.

7.2 MANUTENÇÃO DO EQUIPAMENTO

É sumamente importante que todos os equipamentos alocados à obra sejam mantidos sempre em boas condições de trabalho, já que eventuais paralisações de qualquer equipamento poderão acarretar a paralisação de toda uma patrulha, com prejuízos para toda a programação físico-financeira da obra.

Assim, evidencia-se a importância da implantação de uma manutenção adequada, que contemple todos os equipamentos, com intervenções de caráter preventivo e corretivo.

A manutenção preventiva é a intervenção, em horas e dias programados, destinada a prevenir defeitos, corrigir vazamentos ou substituir peças ou conjuntos, cuja vida útil está por vencer. Para manter-se uma eficiente manutenção preventiva faz-se necessário um controle efetivo das horas operadas pela máquina, por cada um dos seus conjuntos e da mensuração daquelas partes sujeitas ao desgaste. Aparentemente pode parecer uma

intervenção onerosa, na verdade, ela permite a racionalização do uso do equipamento e um dimensionamento das suas horas operadas corretamente, porque ela reduz as paradas não administradas. Essas intervenções são feitas normalmente no campo, quando os serviços são de pequena monta ou na oficina quando implique na troca de conjuntos. Hoje em dia, com a permuta de conjuntos usados por reformados, com os "dealers", a manutenção preventiva é uma condicionante da racionalização na operação dos equipamentos.

A intervenção corretiva é aquela que ocorre quando da quebra do equipamento. A obra deve estar equipada para resolver com rapidez esta interrupção através da sua estrutura de oficina (pessoal e ferramental), do almoxarifado de peças, ou do setor de provisionamento.

7.3 OPERAÇÃO DO EQUIPAMENTO

Para uma operação eficiente do equipamento, torna-se indispensável sua adequação ao serviço que irá fazer. A adequação compreende o tipo de equipamento, sua potência, natureza do implemento acoplado e facilidade de manutenção e de assistência técnica.

Os serviços de pavimentação têm exigências técnicas que impõem uma seleção naqueles que operarão os equipamentos integrantes da patrulha executiva. Assim, operadores qualificados são uma exigência indispensável ao sucesso da camada do pavimento concluída.

As equipes para abastecimento de combustível e de lubrificação devem operar nos momentos em que cada equipamento esteja parado, evitando intervir nas horas de operação.

7.4 PRODUÇÃO DOS EQUIPAMENTOS

Cada equipamento, adequadamente escolhido, tem uma produção teórica dada pelo fabricante. Esta produção é considerada a produção máxima. É necessário, entretanto, dimensionar-se o número de cada equipamento que integra a equipe. Para isso é indispensável a pré-determinação dos tempos de ciclos despendidos na execução dos trabalhos. Estes tempos são o somatório dos tempos elementares gastos nas diversas tarefas que compõem o trabalho, necessitando para alguns equipamentos, o conhecimento prévio das extensões dos trechos a serem executados, das velocidades de operação, e das distâncias das fontes de materiais. Com esses dados, dimensiona-se a produção horária efetiva do equipamento para as condições de trabalho locais.

Função de produção total a ser feita, do número de dias operáveis, do número de horas dos turnos de trabalho, da produção horária e da eficiência mecânica, determina-se o número de equipamentos por equipe. Esse número pode variar ao longo dos meses de produção em função do cronograma de cada mês.

Como os serviços de pavimentação desenvolvem-se com a terraplenagem já concluída, fatores que condicionam a produtividade dos equipamentos de terraplenagem não interferem na dos equipamentos de pavimentação. No entanto, os caminhos de serviços bem conservados, e a transferência do tráfego de veículos que utilizam a estrada para

variantes construídas, evitando a sua passagem nos trechos em execução, é uma providência que aumenta grandemente o rendimento operacional das equipes, principalmente em determinadas fases do processo construtivo. Há inclusive determinadas soluções técnicas para camadas do pavimento, que a possibilidade do desvio do tráfego comercial é uma condição imperativa para a racionalidade da solução e qualidade da camada executada.

7.5 CONSTITUIÇÃO DAS EQUIPES

Os tipos de equipamentos usualmente utilizados para a execução dos serviços mais comuns de pavimentação estão consignadas na Tabela 44 - onde constam a unidade de medição e a produção convencionalmente adotada.

Tabela 44 - Produção dos equipamentos

DISCRIMINAÇÃO DOS SERVIÇOS		DISCRIMINAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS																	
UNIDADE	PRODUÇÃO PADRÃO	Motoniveladora	Caminhão tanque	Rolo pé de carneiro	Grade de disco	Trator de pneus	Rolo pneus	Rolo liso vibrat.	Distribuição de agreg.	Rolo liso vibrat.	Carreg. De rodas	Rolo liso vibrat.	Distrib. De asfalto	Vassoura mecânica	Tanque de estac.	Aquecedor de fluido térmico	Usina de asfalto	Vibroacabadora de asfalto	Grupo gerador
Regularização do subleito	302	1	1	1	1	2													
Reforço do subleito	98																		
Sub-base estabil. grânulos	98	1	2	1	1	1	1												
Sub-base solo melhorado com cimento	74	1	1	1	1	1	1												
Sub-base estabil. grânulos	98	1	2	1	1	1	1												
Sub-base solo melhorado com cimento	74	1	1	1	1	1	1												
Base de solo cimento	74	1	1	1	1	1		2											
Base de macadame hidráulico	74	1	2		1	1													
Sub-base estabil. grânulos	98	1	2				1		2	1	1								
c/útil. De solos lateríticos																			
Sub-base estabil. grânulos	98	1	2																
c/útil. De solos lateríticos																			
Macadame betuminoso	62	1							1				6						
Imprimação	510				1								1	1	1				
Pintura de ligação	520				1								1	1	1				
Tratamento superficial simples	513				1		1		1		1		3	1	1				
Tratamento superficial duplo	342				1		1		1		1		3	1	1				
Tratamento superficial triplo	244				1		1		1		1		3	1	1				
Concreto betuminoso usinado a quente	43					1	1				1	1		1	1	1	1	1	1

NOTA: As produções consignadas estão vinculadas às características dos equipamentos discriminados. Comportam, assim, outras alternativas - em função das mencionadas características das condições de execução dos serviços

8 - CONTROLE DA QUALIDADE

8 CONTROLE DA QUALIDADE

8.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O controle da qualidade constitui-se em garantia de sucesso de toda a construção.

As exigências de controle da qualidade e os métodos de ensaio são especificados para se assegurar que a obra responda às normas de qualidade mínima apropriadas ao comportamento desejado. Assim, a qualidade obtida em conformidade com as normas, por ocasião das obras, é um complemento à qualidade do projeto.

Para alcançar o seu objetivo, o controle da qualidade deve ser considerado sobre dois enfoques: O controle administrativo e o controle técnico ou qualitativo. O controle administrativo objetiva a verificação da conformidade do trabalho às exigências legais e administrativas do contrato da obra. O controle técnico assegura a conformidade às normas ou às especificações, verificando, por meio de ensaios e medições, a qualidade dos serviços, dos materiais e suas respectivas utilizações.

Assim, a equipe técnica da obra formula as recomendações, sem lhe ser atribuído a responsabilidade primeira das decisões.

Esta linha de demarcação, não indica evidentemente um estaqueamento entre as duas atividades e se demonstra a mais vantajosa à administração propriamente dita e ao controle técnico ou qualitativo - sendo óbvio o reconhecimento de que um controle técnico eficiente e rigoroso através de laboratórios adequados, é essencial a um controle administrativo.

É de se observar que, embora esses laboratórios possam ser montados em instalações semi-fixas, a sua ação, na realidade, não se limita ao recinto dessas instalações. Uma equipe deverá permanecer nas operações de usinagem, outra equipe nas operações de preparo do subleito, outra equipe acompanhando os serviços de execução de base e sub-base e outra equipe acompanhando os serviços de execução da capa de rolamento. A frequência mínima de ensaios, definida com base nas seções constantes no item do Controle Tecnológico das Especificações de Obras, deve ser rigorosamente obedecida.

8.2 ANÁLISE ESTATÍSTICA

8.2.1 ESTIMATIVA DE VALORES MÁXIMOS E MÍNIMOS

Em quase todo problema de engenharia tem-se, como uma das suas etapas, o dimensionamento de uma estrutura, envolvendo o cálculo das cargas externas P , das tensões unitárias p na estrutura e das resistências r dos materiais que compõem essa estrutura.

No caso de um pavimento têm-se, de um lado, as cargas do tráfego e as tensões impostas ao pavimento e ao subleito e que são dadas pelos métodos de dimensionamento; de outro lado, as resistências, traduzidas pelas capacidades de suporte dos materiais que compõem o pavimento e o subleito.

De um modo geral, não são conhecidos com precisão os valores de P , p e nem os diversos valores r .

Chamando h a espessura do pavimento, tem-se:

$$p = f_1(P); \quad h = f_2(p, r)$$

Têm sido adotados coeficientes de segurança para levar em conta o desconhecimento dos valores que interessam ao dimensionamento. Assim, conhecendo-se um valor médio de P , \bar{P} , toma-se, para projeto, um valor $P = C \times \bar{P}$.

Os coeficientes de segurança que afetam os valores de p estão implícitos nos diversos métodos de dimensionamento.

No caso dos valores de r - ligados direta ou indiretamente à resistência e à deformabilidade dos materiais - tem sido verificado que suas distribuições de frequência seguem, pelo menos aproximadamente, a lei normal ou de Gauss, desde que:

- a) as amostras sejam colhidas aleatoriamente;
- b) as amostras provenham de um material produzido - natural ou artificialmente - sob as mesmas condições essenciais, isto é, pertençam ao mesmo universo.

Para orientar a coleta de amostras aleatórias, podem ser utilizadas tabelas de números aleatórios, mas pode-se dizer, de um modo geral, que a escolha das amostras a serem coletadas, deve ser feita como em um processo de tirar a sorte.

Como exemplos de materiais produzidos sob as mesmas condições essenciais podem ser citados:

- a) Misturas betuminosas produzidas na mesma usina e obedecendo ao mesmo traço;
- b) Solos pertencentes à uma mesma classificação e oriundos dos mesmos processos geológicos e pedológicos.

No projeto e construção de pavimentos, as especificações e métodos sempre se referem a valores mínimos e/ou máximos a serem respeitados. Uma placa de concreto de cimento, por exemplo, é dimensionada para uma taxa mínima de resistência do concreto à tração na flexão; uma base granular deve ser constituída por material que apresente um determinado índice de plasticidade (I.P.) máximo e se enquadre em uma faixa granulométrica, apresentando valores máximos e mínimos para as percentagens passando em diversas peneiras etc.

No caso dos valores r prefere-se, em lugar dos coeficientes de segurança, lançar mão da análise estatística, para a escolha do valor a adotar em projeto.

Sendo $X_1, X_2, X_3 \dots X_n$ os valores individuais referentes a uma determinada característica, chama-se, respectivamente, média e desvio-padrão do universo de valores X , os valores:

$$\mu = \frac{\sum X}{N}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (X - \mu)^2}{N - 1}} \quad N \rightarrow \infty$$

Conhecidos μ e σ , os coeficientes z , constantes da Tabela 45, permitem determinar a probabilidade de ocorrência de valores abaixo de $\mu - z\sigma$ e acima de $\mu + z\sigma$.

Tabela 45 - Determinação da probabilidade de ocorrência de Z

z	Probabilidade p (%)
0,0	
0,1	50,0
0,2	46,0
0,3	42,1
0,4	38,2
0,5	30,8
0,6	27,4
0,7	24,2
0,8	21,2
0,9	18,4
1,0	15,9
1,1	13,6
1,2	11,5
1,3	9,7
1,4	8,1
1,5	6,7
1,6	5,5
1,7	4,5
1,8	3,6
1,9	2,9
2,0	2,3
2,1	1,8
2,2	1,4
2,3	1,1
2,4	0,8
2,5	0,6
2,6	0,5
2,7	0,4
2,8	0,3
2,9	0,2
3,0	0,1

Nota: Só se consideram aqui e a seguir, os valores absolutos de z , $[z]$.

Embora teoricamente não se possa anular a probabilidade p , por maior que seja z , considera-se o intervalo $\mu + 3\sigma$ como englobando todos os valores da distribuição, não existindo, praticamente, valores individuais fora deste intervalo.

Assim, se, em um trecho de estrada, o revestimento de concreto betuminoso se caracteriza, no que se refere à estabilidade Marshall, por uma média μ e um desvio-padrão σ , pode-se calcular a percentagem dos valores de estabilidade que ocorrem fora do intervalo $\mu + z\sigma$ e afirmar que, praticamente, não existem valores fora do intervalo $\mu \pm$

3σ . Como o que interessa no projeto é o valor mínimo da estabilidade, poder-se-ia tomar este valor como sendo $X_{\text{mín}} = \mu - 3\sigma$; por razões técnico-econômicas é comum tomar-se em pavimentação um coeficiente z menor que 3, para estimativa dos valores máximo e mínimo. O DNIT recomenda atualmente um valor $z = 0,68$, o que corresponde a um risco de 25%.

8.2.2 PLANOS DE AMOSTRAGEM

Quase sempre não se conhece nem a média μ , nem o desvio-padrão σ do universo de valores X . Praticamente, só é possível conhecer a média e o desvio-padrão de uma amostra de N elementos - sendo N finito e pequeno - determinados pelas fórmulas:

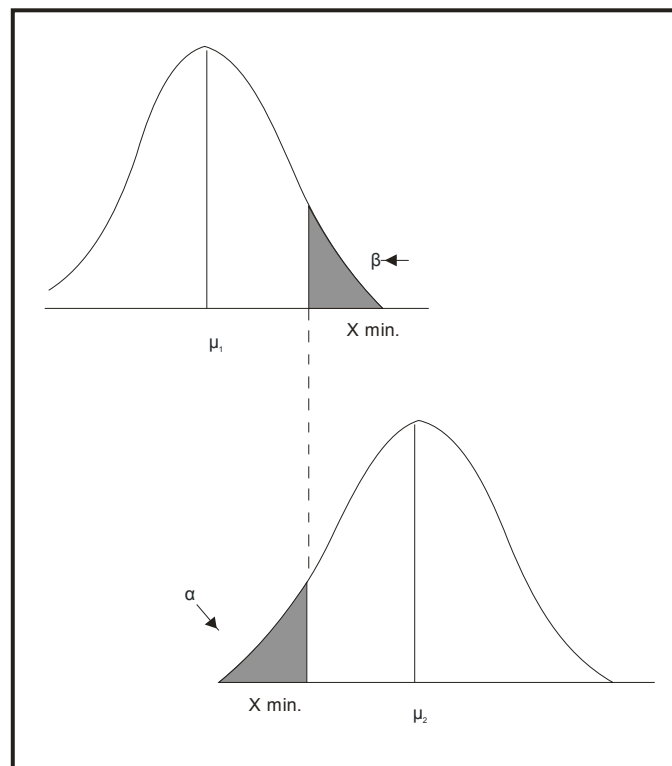
$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N-1}} = \bar{X} = \frac{\sum X}{N}$$

Os planos de amostragem para aceitação ou rejeição consistem, justamente, na escolha dos valores z e N que conduzam ao nível de confiança desejado, isto é, evitar aceitação de produtos rejeitáveis ou rejeição de produtos aceitáveis (Figura 66).

Supondo-se um canteiro de pavimentação em que se estabeleça um valor X min. para uma determinada característica e que um valor inferior a X min. conduza a falhas indesejáveis no pavimento, a média μ destes valores X (média do universo de valores) deve ser, como já se disse, bastante superior a X min., para que apenas poucos resultados sejam inferiores a este valor. A percentagem de valores inferiores ao mínimo especificado deve ser previamente fixada, sendo necessário dizer que, teoricamente, é impossível anulá-la.

Deve, assim ser estabelecido um plano de amostragem em que se fixem o número N de amostras a colher (N valores X) e o valor mínimo, min. da média destes N valores, para que se tenha um risco de rejeitar qualidade aceitável (risco do vendedor) e um risco β (risco do comprador) de aceitar qualidade rejeitável.

Figura 66 - Determinação dos valores mínimos para aceitação de produtos



O plano de amostragem a adotar em cada caso, deve ser estabelecido, atendendo a condicionantes de ordem financeira e considerando o constante nas competentes Especificações de Obras e peculiaridades dos serviços.

8.2.3 CONCLUSÃO

Em conclusão, pode-se dizer que o Controle da Qualidade é o conjunto de técnicas e atividades operacionais utilizadas para satisfazer os requisitos para a qualidade, de acordo com a ISO - International Organization for Standardization e a que a indústria da construção, face à sua importância no contexto geral e aos recursos que movimenta, mereceria, talvez, maior atenção para o aspecto de obtenção da qualidade.

Torna-se, pois, necessário que haja responsabilidade para fixar um nível de controle e garantia da qualidade, compatíveis com o valor da obra de pavimentação a ser realizada.

Finalmente, é fundamental que os mesmos critérios adotados para o órgão fiscalizador e financiador da obra, sejam adotados para as unidades de execução dos serviços, a fim de garantir a qualidade, de forma a atingir, de maneira objetiva, a segurança o bem-estar dos usuários da rodovia, na realidade, o cliente preferencial.

9 - RECEBIMENTO E OBSERVAÇÃO DE OBRAS

9 RECEBIMENTO E ACEITAÇÃO DE OBRAS

9.1 INTRODUÇÃO

Admite-se que ordinariamente as obras de pavimentação tenham sido conduzidas observando-se a adoção de medidas que asseguram sua boa qualidade. Tais medidas incluem, no mínimo:

- a) Habilitação e competência de todos os participantes;
- b) Definição de responsabilidades;
- c) Organização de procedimentos de trabalho;
- d) Controle da qualidade adequado.

O recebimento de uma obra constitui-se em uma decisão global, representando, pois, a sua integral aceitação, ressalvados os dispositivos legais quanto à responsabilidade civil.

9.2 RECEBIMENTO DA OBRA

Ao ser concluída uma obra, deve ser providenciado o seu recebimento formalizado por Comissão de Recebimento, especialmente designada e constituída por, pelo menos, 3 membros.

Estando o pavimento em condições satisfatórias e de acordo com as especificações e o projeto, é lavrado o "Termo de Recebimento" - a partir do qual poderá a obra ser entregue ao tráfego.

9.2.1 TERMO DE VERIFICAÇÃO

Na hipótese de o serviço não se apresentar conforme, será então lavrado apenas "Termo de Verificação", especificando as irregularidades constatadas ou apontando os motivos de sua inaceitação.

9.2.2 CONDIÇÕES DE ACEITAÇÃO

Os serviços que não satisfizerem às condições de aceitação devem ser recusados e, então, refeitos, de modo a atender ao projeto e às especificações competentes.

9.2.3 TERMO DE RECEBIMENTO PROVISÓRIO

Sendo a obra ou serviço passível de aceitação parcial ou por etapas, deve-se admitir a lavratura de Termo de Recebimento Provisório. Estando a obra ou serviço inteiramente concluído e a contento, deve ser, então, lavrado o "Termo de Recebimento Definitivo".

10 - MANUTENÇÃO DO PAVIMENTO

10 MANUTENÇÃO DO PAVIMENTO

10.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O objetivo maior do pavimento - entendido aqui como a rodovia com todos os seus componentes, deverá se constituir em atender, adequadamente, às suas funções básicas. Por este motivo, deverá ser ele concebido, projetado, construído e conservado de forma a apresentar, invariavelmente, níveis de serventia compatíveis e homogêneos, em toda sua extensão, os quais são normalmente avaliados através da apreciação de três características gerais de desempenho: a segurança, o conforto e a economia (de manutenção, operação e segurança).

A consideração concomitante destas três categorias de desempenho traduzem a denominação "características operacionais do pavimento", enquanto que os "níveis de desempenho ou de serventia" desejáveis são normalmente fixados em função de três condicionantes preponderantes:

- a) as características do tráfego;
- b) as características inerentes à região (topografia, geologia, climatologia, pedologia, etc);
- c) os recursos disponíveis (materiais, técnicos e financeiros).

Paralelamente, para que a rodovia apresente nível de desempenho superior, torna-se fundamental que todos os seus componentes (Pavimento, Terrapleno, Proteção do Corpo Estradal, Obras-de-Arte Correntes, Obra-de-Arte Especiais, Sinalização, Obras Complementares, etc) desempenhem a contento suas funções e se comportem de forma solidária e harmoniosa.

Releva enfatizar que todos os componentes são importantes, cabendo destaque apenas à preponderância exercida pelo "componente Pavimento", no tocante às características de segurança e de conforto da rodovia.

Assim, a manutenção do Pavimento se constitui no conjunto de operações que são desenvolvidas objetivando manter ou elevar, a níveis desejáveis e homogêneos, as Características Gerais de Desempenho - segurança, conforto e economia do Pavimento, considerando globalmente todos os componentes de Rodovia (Pavimento, Terraplenagem, Proteção de Corpo Estradal, Obras-de-Arte Correntes, Obras-de-Arte Especiais, Drenagem, Sinalização, Obras Complementares, etc).

10.2 TAREFAS TÍPICAS DA MANUTENÇÃO RODOVIÁRIA - TERMINOLOGIA E DEFINIÇÕES

10.2.1 TERMINOLOGIA GERAL

Com o objetivo específico de unificar a Terminologia de Manutenção Rodoviária, apresentam-se a seguir algumas definições relativas às principais atividades (ou tarefas) e problemas típicos de conservação.

10.2.1.1 CONSERVAÇÃO

É o conjunto de operações destinado a manter as características técnicas e operacionais da rodovia, até que tais operações se tornem antieconômicas e de acordo com a sua concepção original, tem-se:

a) **Conservação Preventiva Periódica**

É o conjunto de operações de conservação realizadas periodicamente com o objetivo de evitar o surgimento ou agravamento de defeitos.

b) **Conservação Corretiva Rotineira**

Conservação realizada de acordo com uma programação com base em mesma técnica para eliminação de imperfeições existentes.

É o conjunto de operações de conservação realizadas com o objetivo de reparar ou sanar defeitos.

10.2.1.2 REMENDOS

É o conjunto de operações destinadas a corrigir manifestações de ruína específicas, ocorrentes a nível de revestimento betuminoso e em alguns casos extremos, atingindo frações de camada de base; tais operações são bem definidas e de pequeno porte.

10.2.1.3 RECUPERAÇÃO SUPERFICIAL (RECARGAS)

É o conjunto de operações destinadas a corrigir falhas superficiais, tais como fissuração, desagregação, polimento das asperezas (rugosidade), desgaste (perda de agregados), exsudação e, eventualmente, também pequenas deficiências da geometria transversal, (trilha de roda) do pavimento. Trata-se de recapeamentos com delgadas espessuras (da ordem de no máximo 2,5 cm), não apresentando, por conseguinte, efeito estrutural próprio.

10.2.1.4 REFORÇO ESTRUTURAL

É o conjunto de operações destinadas, fundamentalmente, a aumentar a capacidade estrutural do pavimento. Este objetivo é alcançado normalmente pela sobreposição de uma ou mais camadas, as quais responderão ainda pela correção de deficiências superficiais (degradações e deformações) existentes.

10.2.1.5 RESTAURAÇÃO

É o conjunto de operações destinado a restabelecer o perfeito funcionamento do pavimento. Processa-se normalmente pela substituição e/ou confecção de uma ou mais camadas existentes, complementadas por outras que deverão conferir ao pavimento o aporte de capacidade estrutural necessário de um bem deteriorado ou avariado, e restabelecer, na íntegra, suas características originais.

10.2.1.6 MELHORAMENTOS

É o conjunto de operações que acrescentam às rodovias características novas, ou que modifica as características existentes.

10.2.1.7 AÇÕES EMERGENCIAIS

É o conjunto de ações a serem empreendidas em caráter excepcional e que caracterize uma emergência - com as finalidades de eliminar o risco real ou potencial à vida humana ou ao patrimônio público, ou então, de restabelecer as condições mínimas necessárias ao fluxo de tráfego de uma rodovia, interrompida ou na iminência de interromper, devido a manifestações de ruína e/ou colapso repentino.

10.2.1.8 SERVIÇOS EVENTUAIS

É o conjunto de operações não previstas que podem se fazer eventualmente necessárias, normalmente decorrentes do surgimento de defeitos no intervalo compreendido entre a elaboração e a implementação do PEMR, envolvem em geral, a definição de materiais, mão-de-obra e horas de máquinas diversas.

10.2.2 PRINCIPAIS PROBLEMAS RELACIONADOS COM A MANUTENÇÃO RODOVIÁRIA

Os principais problemas/defeitos relacionados à Manutenção Rodoviária podem ser sistematicamente agrupados para os distintos subsistemas envolvidos.

10.2.2.1 PISTA DE ROLAMENTO E ACOSTAMENTOS

10.2.2.1.1 PAVIMENTOS FLEXÍVEIS E SEMI-RÍGIDOS

a) Degradações/Defeitos Superficiais:

- fissuração/fendilhamento:
 - fissura incipiente;
 - trincas interligadas (tipo couro de jacaré);
 - trinca nas trilhas de rodas;
 - trinca longitudinal na borda do pavimento;
 - trinca longitudinal no eixo do pavimento;
 - trinca isolada transversal de retração térmica;
 - trinca em bloco (de retração térmica);
 - trinca parabólica de escorregamento;
 - trinca de reflexão;
- desagregação (panelas);
- mancha de água (umidade excessiva);
- bombeamento de água;

- bombeamento de água com finos (lama branca);
- espelhamento;
- desgaste;
- polimento dos agregados (aspereza);
- peladas;
- desintegração;
- descolamento do ligante;
- falta de aderência pneu-pavimento;
- estriamento (em tratamentos superficiais).

b) Deformações em Perfil:

- trilha de roda (cavado das rodeiras);
- afundamento;
- afundamento localizado;
- refluxo lateral;
- escorregamento do revestimento;
- ondulação;
- corrugação;
- depressão;
- estufamento.

10.2.2.2 DRENAGEM SUPERFICIAL E PROFUNDA:

- a) crescimento de vegetação na entrada ou saída das obras de drenagem;
- b) entulho e sujeira em sarjetas, valetas e saídas d'água;
- c) rupturas de meios-fios, banquetas, sarjetas e descidas d'água;
- d) obstruções de drenos subsuperficiais e profundos;

10.2.2.3 OBRAS-DE-ARTE CORRENTES:

- a) bueiros obstruídos, fora do alinhamento ou com vazão insuficiente;
- b) aparecimento de trincas, selagem ou de outros sinais de defeitos nos bueiros;
- c) bocas dos bueiros, assoreadas e mal posicionadas, alas quebradas, falta de bacias de dissipação;
- d) processos erosivos e montante e a jusante;
- e) necessidade de estruturas adicionais de drenagem.

10.2.2.4 OBRAS-DE-ARTE ESPECIAIS:

- a) estrutura, guarda-corpo e guarda-rodas, danificados ou sem pintura;
- b) revestimento danificado, escamado, etc.;
- c) deslocamento de pilares e vigas de apoio;
- d) aparecimento de trincas e escamas;
- e) defeitos nos aparelhos de apoio.

10.2.2.5 OBRAS DE PROTEÇÃO DO CORPO ESTRADAL:

- a) instabilidade;
- b) erosões.

10.2.2.6 SINALIZAÇÃO:

- a) desgaste das tintas (faixas e placas);
- b) refletorização deficiente;
- c) depredação (roubo, estragos, pichação, etc.);
- d) visibilidade deficiente;
- e) mensagens inadequadas.

10.2.2.7 OBRAS COMPLEMENTARES:

- a) falta de revestimento vegetal;
- b) árvores e arbustos, que representem perigo para a plataforma da estrada ou interferência na distância de visibilidade nas curvas e na sinalização;
- c) deficiência na irrigação das áreas recentemente plantadas e na aplicação de fertilizantes;
- d) depredação de áreas plantadas, pragas e doenças;
- e) ausência de defensas;
- f) ausência de cercas, arames arrebentados e mourões danificados;
- g) uso da faixa para fins indevidos;
- h) existência de placas de propaganda comercial;
- i) acessos que representem perigo ao tráfego.

10.2.3 PRINCIPAIS ATIVIDADES TÍPICAS DE MANUTENÇÃO**10.2.3.1 CONSERVAÇÃO PREVENTIVA PERIÓDICA**

– Descrição das Principais Atividades:

- limpeza de sarjetas e meios-fios: tem como finalidade desobstruir o caminho a ser percorrido pela água que incide sobre a sarjeta, a qual deve ser dirigida para um adequado escoamento.

- limpeza manual de valeta: consiste na remoção do entulho e dos sedimentos acumulados. No caso de valetas não revestidas deverá ser evitada a remoção total da vegetação: apenas aquela que impeça o fluxo da água deverá ser cortada.
- limpeza de bueiros: trata-se da desobstrução dos canais e das bocas de entrada e saída, até o limite da faixa de domínio, bem como da remoção de qualquer material sedimentar acumulado no interior da tubulação.
- limpeza de bocas e drenos profundos e subsuperficiais: trata-se da desobstrução das bocas dos drenos profundos e subsuperficiais.
- limpeza e pintura de pontes: a limpeza do tabuleiro, dos drenos e dos guarda-rodas da ponte tem como finalidade principal mantê-los desobstruídos de areia ou de entulhos depositados pela ação do vento, das chuvas ou do tráfego. A pintura de guarda-corpos e meios-fios visa favorecer a visibilidade noturna.
- limpeza e enchimento de juntas em concreto-cimento: consiste em limpar as juntas dos pavimentos rígidos, calafetando-as com material apropriado que permita a sua livre dilatação e evite a penetração de água e de materiais estranhos. Esta tarefa deverá ser programada preferencialmente para o período de inverno pois, com as baixas temperaturas, o espaço das juntas é maior.
- roçada: é o corte de vegetação de pequeno porte na faixa de domínio, dentro da mata natural ou na arborização implantada. Tem como finalidade tornar as áreas marginais da rodovia livres de vegetação que impeça a fácil visualização da sinalização vertical ou propicie a ocorrência de incêndios; esta tarefa poderá ser feita manual ou mecanicamente .
- capina: consiste na erradicação da vegetação, de forma manual ou química, objetivando evitar sua expansão nos acostamentos e facilitar a drenagem.

10.2.3.2 CONSERVAÇÃO CORRETIVA ROTINEIRA

Descrição das Atividades:

- a) selagem de trincas: consiste no enchimento manual de trinca e fissuras no revestimento betuminoso ou pavimento de concreto de cimento, com material asfáltico para impedir a penetração de água nas camadas inferiores do pavimento. No caso de trincas de contração em revestimento betuminoso, o mais aconselhável é ignorá-las, a menos que haja possibilidade de penetração de água.
- b) recomposição de obras de drenagem superficial: consiste na recomposição dos trechos danificados, mantendo-se sua forma de declividade original.
- c) recomposição de obras de drenagem profunda: consiste na recomposição dos drenos longitudinais profundos, drenos "espinha de peixe", colchões drenantes, etc., obstruídos e responsáveis por degradações refletidas no pavimento e/ou na plataforma.
- d) recomposição de obras-de-arte correntes: os trabalhos referentes a essa tarefa consistem no reparo, substituição ou reconstrução de segmentos danificados.

- e) recomposição das sinalizações horizontal e vertical: consiste na pintura da sinalização horizontal e no reparo, substituição e implantação da sinalização vertical, postes de sinais, balizadores e marcos quilométricos.
- f) recomposição de placas de concreto: consiste no reparo de áreas danificadas de pavimento de concreto de cimento Portland, para se evitar a propagação de defeitos, na própria placa e nas placas vizinhas, inclui a correção das condições de suporte deficiente.
- g) recomposição de guarda-corpos: consiste na substituição (pré-moldados) ou reconstrução de guarda-corpos danificados.
- h) recomposição de cercas: consiste na substituição dos arames e mourões que se encontrarem inutilizados. Esta tarefa tem alta prioridade devido ao perigo que representa, para o usuário da estrada, a presença de animais de grande porte que invadem a faixa de domínio.
- i) recomposição de defesa metálica: consiste na limpeza, pintura, reparo ou substituição das defensas metálicas danificadas.
- j) recomposição da tela antiofuscante: consiste na limpeza, pintura, reparo ou substituição das telas antiofuscantes.
- k) reconformação da plataforma: consiste em conformar superfícies não pavimentadas, com emprego de motoniveladora, sem adição de material, mantendo-as em boas condições de tráfego e drenagem. Esta operação deverá ser executada, de preferência, com a superfície umedecida, não se permitindo o acúmulo de material ao longo das bordas da plataforma, (para que haja liberdade de escoamento das águas superficiais).
- l) combate à exsudação: consiste no espalhamento manual de agregado fino sobre a superfície exsudada. Visa a corrigir o excesso de material betuminoso na superfície do revestimento, o que a torna lustrosa e escorregadia.
- m) controle de erosão: consiste na aplicação de medidas que eliminem os processos de erosão em cortes, aterros, voçorocas, etc..

10.2.3.3 REMENDOS

Reparações localizadas ou remendos, são as operações corretivas processadas normalmente a nível do revestimento asfáltico, com o objetivo de corrigir manifestações de ruína específicas, bem definidas e de pequenas dimensões; em alguns casos extremos, a sua magnitude pode atingir frações das camadas granulares subjacentes. Tais operações têm sido, de um modo geral, consideradas como de importância secundária ou relativa, e por conseguinte, realizadas, não raras vezes, sem o esmero e a qualidade necessários.

De forma a reverter esta situação, deve-se exigir que a confecção de remendos se processe de acordo com a mais apurada técnica executiva, a qual deverá ser composta, obrigatoriamente, pelas seguintes etapas: regularização da degradação (panelas), impermeabilização (imprimação) das camadas granulares atingidas, espalhamento, conformação e compactação do "material de enchimento" (pré-misturados, areia-asfalto,

CBUQ, etc.) e selagem superficial (vedação final) quando o material de enchimento apresentar índice de vazios elevado: maior que 6%. Para a consecução desta selagem final recomenda-se sempre a utilização de CBUQ e, quando não for possível, a composição de agregados finos (pedriscos, pó-de pedra, areia, "filer", etc.) com ligantes betuminosos, seja através de misturas fabricadas na pista (mixed-in-place), seja pela aplicação de banhos de ligantes recobertos.

As principais atividades, neste tipo de Manutenção Rodoviária são discriminadas a seguir:

- a) remendo superficial ou tapa-buraco: consiste em reparar degradações localizadas (panelas, depressões secundárias, etc.) no revestimento, de modo a se evitar maiores danos ao pavimento e se obter uma superfície de rolamento segura e confortável.
- b) remendo profundo: consiste em operações corretivas localizadas de porte um pouco maior, podendo incluir, em certos casos extremos, a remoção de frações de camadas granulares subjacentes. Nestes casos, dever-se-á proceder à substituição dos materiais de características e suporte deficientes por outros, com propriedades adequadas, concluindo com a reparação do revestimento com misturas asfálticas; se necessário, deverá ser executada inclusive a drenagem superficial e profunda.

10.2.3.4 RECUPERAÇÕES SUPERFICIAIS (RECARGAS)

As recargas superficiais são operações concebidas com a finalidade de corrigir falhas superficiais (fissuração, desagregação, perda de agregados, polimento das asperezas, exsudação, etc.) exteriorizadas pelo revestimento existente. Acessoriamente, em alguns casos, poderão ser concebidas também com o objetivo de corrigir pequenas deficiências de natureza geométrica (trilhas de roda).

Fundamentalmente, destinam-se a impermeabilizar revestimentos abertos e/ou fissurados, a protelar a perda de agregados, a minimizar os efeitos maléficos decorrentes da oxidação dos ligantes betuminosos, a recuperar a rugosidade de revestimentos desgastados pela ação abrasiva do tráfego ou pela inadequabilidade dos agregados pétreos utilizados e, em certa medida, corrigir deficiências do perfil transversal (trilhas de roda). Tais operações, devido às suas delgadas espessuras (da ordem de no máximo 2,5 cm), não carecem de verificação de dimensionamento.

As principais operações neste tipo de Manutenção Rodoviária, são discriminadas a seguir:

Descrição das Atividades:

- a) misturas asfálticas usinadas: consiste em se promover o recapeamento do revestimento existente com misturas asfálticas em espessuras bastante delgadas (da ordem de 2,5 cm).

Podem ser executadas com pré-misturados a frio, areias-asfalto a frio ou a quente, ou ainda concretos asfálticos, espalhados com vibro-acabadoras e/ou com motoniveladoras.

- b) lama asfáltica: consiste na aplicação de uma mistura fluida de agregado miúdo, "filer", emulsão asfáltica e água, em proporções pré-definidas; suas espessuras delgadas, sempre inferiores a 1,0 cm, não lhe conferem efeitos estruturais próprios.

- c) capa selante: consiste de um banho de ligante asfáltico, seguido da imediata cobertura com agregados finos (tipo areia ou pó de pedra), os quais deverão ser "paleados" e espalhados a rodo de forma uniforme.
- d) tratamentos superficiais simples ou duplos: são aqueles tradicionalmente executados com alternância entre banhos de ligante asfáltico e a cobertura de agregados pétreos. No caso de serem indicados como recargas de revestimentos existentes deverão combinar em parte as técnicas de execução por penetração invertida e penetração direta; no TSD o banho mais rico deverá ser o segundo e, quando utilizado como ligante as emulsões asfálticas, recomenda-se um banho final e superior, diluído em água na proporção de 1:1, com teor da ordem de 0,8 l/m² e sem cobertura com pedrisco. Quando a rugosidade do revestimento existente for elevada, a execução de tratamentos superficiais poderá tornar-se praticamente impossível: nestes casos, recomenda-se a sua utilização combinada com uma camada de lama asfáltica fina, destinada a constituir um "leito" liso e regular.

10.2.3.5 REFORÇO ESTRUTURAL

O reforço estrutural de um pavimento deverá ser concebido quando as operações corretivas de menor vulto já não se fizerem suficientes para conter o processo evolutivo e inexorável de degradação do pavimento. Com efeito, ao final da "vida útil", o pavimento é atacado por um processo extremamente acelerado de degradação (fadiga intensa e deformação permanente acentuada), o qual realça as características antieconômicas de se promover ações corretivas de pequeno porte. Assim sendo, dada à debilitada e já incompatível capacidade estrutural residual, faz-se mister dotar o pavimento de um aporte estrutural capaz de permitir-lhe cumprir suas finalidades primeiras (conforto e segurança do usuário) sem que se verifique o colapso total da estrutura.

O reforço, embora com funções estruturais intrínsecas, por si só promoverá, concomitantemente, a correção das características funcionais (degradação e deformação superficiais). Obviamente, trata-se agora de uma tarefa que exige determinação específica da capacidade de carga residual e da necessidade de aporte estrutural, de forma a suportar cargas de tráfego ulteriores.

10.2.3.6 RECONSTRUÇÃO

O processo de degradação dos pavimentos rodoviários, dada a forma de solicitação imposta à estrutura pelas cargas do tráfego e pelos agentes do intemperismo é contínuo e inexorável, verificando-se uma atenuação gradual e impiedosa da resistência intrínseca dos materiais constituintes. Desta forma, se ao longo da vida em serviço dos pavimentos não forem promovidas intervenções periódicas de manutenção, suficientes para capacitá-los a suportar solicitações ulteriores - através do alívio da estrutura e do aumento de sua capacidade de tráfego restante - o colapso total da estrutura será fatal: neste instante já não se justifica promover o reforço da estrutura, visto a necessidade de remover as suas camadas que evidenciem falência total (elevado grau de degradação).

O processo de reconstrução poderá ser parcial ou até mesmo total, tornando-se necessário promover estudos capazes de permitir a definição das camadas a serem removidas, retrabalhadas ou aditivadas.

Em alguns casos específicos, tais como aqueles em que existam acentuadas diferenças de tráfego (carga por eixo e volume) por faixa de tráfego - como exemplo, citam-se as estradas de pista dupla - a reconstrução de uma única pista poderá se apresentar como opção altamente viável: nestes casos, apresenta-se como alternativa de alto interesse a técnica da "fresagem e reciclagem a frio ou a quente".

10.2.3.7 MELHORAMENTOS

Ao conjunto de operações que acrescentam às rodovias características novas, ou modificam as características existentes, denomina-se Melhoramentos, os quais podem se subdividir em:

- a) Complementação: são os melhoramentos que acrescentam condições técnicas não existentes após a construção da rodovia.
- b) Modificação: são os melhoramentos que alteram as características existentes na rodovia, levando-a a um nível superior de utilização.

10.2.3.8 AÇÕES EMERGENCIAIS

Ações emergenciais são aquelas a serem implementadas numa excepcionalidade, com as finalidades precípua de eliminar o risco real, ou potencial à vida humana ou ao patrimônio público, e/ou, de restabelecer as condições mínimas necessárias para garantir o fluxo de tráfego de uma rodovia interrompida (ou na iminência de interrupção) devido a manifestações de ruína (ou colapso) repentinas e catastróficas.

As principais operações neste tipo de manutenção rodoviária são discriminadas a seguir:

- a) recomposição de aterros: é a operação destinada a recuperar partes erodidas dos aterros, refazer os perfis dos taludes e providenciar a proteção para evitar novas ocorrências de erosão. Esta operação visa evitar maiores danos aos maciços terrosos e inclui, também, a adição de materiais em aterros com recalques ou onde houver deslizamento. A recomposição de aterros poderá ser realizadas tanto manual como mecanicamente. De qualquer forma, é fundamental que o novo material seja compactado de modo apropriado e colocado de tal maneira que haja uma ligação perfeita com o antigo maciço de aterro.
- b) remoção de barreiras: é a operação destinada a remover o material que esteja sobre a pista de rolamento, acostamentos ou sarjeta, resultante de deslizamentos. Esta tarefa também poderá ser realizada tanto manual como mecanicamente;
- c) erosões regressivas: são erosões do tipo voçoroca, que, originadas fora do corpo estradal, para ele se deslocam, podendo atingir e destruir os terraplenos.
- d) implantação de variantes: são os caminhos implantados, na maior parte das vezes em caráter precário e provisório, com a finalidade precípua de restabelecer o fluxo de tráfego de uma rodovia interditada pelo escorregamento de frações consideráveis de taludes de corte e/ou de aterro. Face à magnitude das obras de recuperação, tais

variantes poderão ser dotadas até mesmo de sistemas provisórios de drenagem e de revestimento primário.

10.2.3.9 SERVIÇOS EVENTUAIS

No intervalo de tempo decorrente entre a elaboração e a implantação de um PEMR pode-se deparar com eventualidades não previstas, cujas soluções envolvem a definição de custos específicos para: materiais, mão-de-obra e horas de máquinas diversas. Essas soluções envolvem tarefas que compõem o que se denomina de Serviços Eventuais, podendo-se citar como exemplo:

- a) fabricação e assentamento de tubos para bueiros e drenos;
- b) restauração de bocas e corpos de bueiros;
- c) escavação, carga e transporte de materiais para recomposição de taludes de aterro ou reaterros;
- d) confecção, transporte e aplicação de material de base para confecção de remendos profundos;
- e) escavação e compactação manuais;
- f) fabricação de concreto de cimento Portland e de guarda-corpos de pontes;
- g) extração de rocha e areia;
- h) recuperação de cercas, etc..

11 - ESTIMATIVA DE CUSTOS DAS OBRAS

11 ESTIMATIVA DE CUSTOS DAS OBRAS

Para fins de programação das obras de pavimentação, integrando o projeto executivo correspondente, deve-se dispor de uma estimativa de custo das obras, estabelecida dentro de um nível de precisão compatível. Em linhas gerais, a seqüência metodológica a ser adotada na elaboração da referida estimativa de custo é descrita a seguir.

11.1 ESTUDO PRELIMINAR

Nesta fase, deverão ser detectados problemas específicos que envolvam a obra e que se refletirão na estrutura dos custos a serem compostos.

Serão, então elaboradas listagens de equipamentos, materiais e mão-de-obra que serão utilizados na composição dos custos unitários dos serviços - bem como constituídas as equipes para os serviços mecanizados.

11.2 PESQUISA DE MERCADO

A partir das listagens mencionadas no item anterior, é então providenciada a pesquisa a nível nacional para equipamentos e a nível regional/local para os materiais.

No que se refere à mão-de-obra é adotada a Escala Salarial de Mão-de-Obra (Tabela 46):

Os valores alcançados são registrados em planilhas na forma das Tabelas 47 e 48.

Tabela 46 - Escala salarial de mão-de-obra

FUNÇÃO	K
1 - Engenheiro	40,0
2 - Encarregados	12,0
3 - Técnico de Nível Médio	6,0
4 - Auxiliares	2,5
5 - Operador de Máquina	3,0
6 - Profissionais em Geral	2,5
7 - Ajudantes de Operação em Geral	2,0
8 - Operários não Qualificados	1,5

onde K é o coeficiente multiplicador do salário mínimo vigente no país, acrescido dos encargos sociais sobre a mão-de-obra.

Tabela 47 - Pesquisa de mercado - materiais

Local de Pesquisa								
Item	Material	Unidade	Firma Fornecedora	Endereço da Firma	Local de Pesquisa	Preços sem taxas	Valores das taxas	Preços com taxas
LOTE:								
RODOVIA:								
TRECHO:								
PESQUISA DE MERCADO - MATERIAIS								
Data -								

Tabela 48 - Pesquisa de mercado - equipamentos

Local de Pesquisa											
Item	Equipamento	HP	Vida Útil (t)	Marca		Firma Fornecedora	Endereço da Firma	Local de Pesquisa	Preços sem taxas	Valores das taxas	Preços com taxas
LOTE:											
RODOVIA:											
TRECHO:											
PESQUISA DE MERCADO - MATERIAIS											
										Data -	

11.3 CUSTOS DIRETOS E CUSTOS INDIRETOS

11.3.1 CUSTOS DIRETOS

Os custos diretos dizem respeito à remuneração dos fatores que podem ser diretamente atribuídos à execução de um determinado serviço.

Compreendem, assim, os custos referentes à utilização de equipamentos e de materiais a serem incorporados às obras.

Relativamente aos equipamentos, cujo processo de apropriação detém algumas particularidades, cabe registrar o seguinte:

11.3.2 CUSTO HORÁRIO DE UTILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO

Este custo compreende as quatro parcelas, a saber:

a) Custo Horário de Depreciação e Juros Durante a Vida Útil

Esta parcela depende do valor de aquisição do equipamento e seu valor residual (ao final da vida útil), da vida útil do equipamento e da taxa de juros anual considerada.

b) Custo Horário de Manutenção

Este custo oscila, conforme o equipamento entre 50% e 100% do custo de aquisição do equipamento - percentuais estes que incluem os gastos na manutenção preventiva e corretiva dos equipamentos.

c) Custo Horário de Material

Este custo é função, principalmente da potência do equipamento e do custo do combustível - a saber, o óleo diesel para a grande maioria dos equipamentos e a gasolina para alguns tipos de veículos e motores estacionários.

d) Custo Horário de Mão-de-Obra

Este custo é estabelecido com base na escala salarial.

NOTA.: Os valores obtidos relativamente a estes 4 (quatro) custos são reunidos na Tabela 49.

Tabela 49 - Custo horário de utilização de equipamentos

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	POTÊNCIA (HP)	VIDA ÚTIL (t)	HORAS TRABALHO/ ANO (H)	VALOR DE AQUISIÇÃO (R\$)	OPERAÇÃO E JUROS	MANUTENÇÃO	OPERAÇÃO		CUSTO HORÁRIO		OBS.
								MATERIAL (Mt)	MÃO-DE-OBRA (M.O.)	IMPRODUTIVO DJM.Q	PRODUTIVO DJMMt. MQ	
CUSTO HORÁRIO DE UTILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO												
LOTE:												
RODOVIA:												
TRECHO:												
DATA:												

11.3.3 CUSTOS INDIRETOS

Estes custos decorrem da estrutura da obra (e da Empresa) - não podendo ser diretamente atribuídos à execução de um determinado serviço.

Envolvem as seguintes parcelas:

- a) Mobilização do Equipamento (M);
- b) Corresponde ao transporte do equipamento até o canteiro da obra.
- c) Este custo em geral se situa entre 2% e 2,5% de custo direto de construção.
- d) Administração (A)

Compreende a "Administração Direta das Obras", (correspondendo ao custo de instalação do canteiro mais o custo de mão-de-obra no período de construção) e a Administração Central (em geral fixada em 10% a 25% da Administração Direta).

O custo de Administração situa-se entre 5% e 10% do custo direto da construção mais mobilização e administração, para fazer face aos gastos não previstos e que podem ocorrer na execução da obra.

a) Eventuais (E)

Admite-se um percentual de 5% sobre o custo direto de construção mais mobilização e administração, para fazer face aos gastos não previstos e que podem ocorrer na execução da obra.

b) Impostos (I)

Admite-se um percentual de 5% sobre o custos direto de construção mais mobilização, administração e eventuais para fazer face à incidência deste componente

c) Lucros (L)

Admite-se um percentual de 12% sobre o custo total da construção mais mobilização, administração, eventuais e impostos, como lucro normal da Empresa.

11.4 PRODUÇÃO DAS EQUIPES

A produção da equipe, referida sempre a uma unidade de tempo (no caso a hora), é obtida a partir das produções individuais de cada equipamento componente da equipe.

A planilha (Tabela 50), referente ao cálculo de produção, facilita a sistemática de cálculo das produções relativas aos vários itens-serviços, discriminando todas as variáveis interferentes com o processo. Tais variáveis dependem, de um lado, das características específicas do equipamento considerado e, de outro, de condições inerentes aos trabalhos.

A necessidade da utilização conjugada de equipamentos vários - bem como as diferenças de produções horárias proporcionadas pelos vários equipamentos enseja a adoção, para os equipamentos, dos conceitos de Hora Produtiva e Hora Improdutiva e, em consequência, Custo Horário Produtivo e Custo Horário Improdutivo.

11.5 CUSTO DOS TRANSPORTES

Relativamente a este componente do custo, os conceitos e parâmetros básicos adotados são os seguintes:

Modalidade de Transporte

Transporte comercial - envolve a movimentação dos materiais industrializados desde os respectivos pontos de aquisição até o canteiro de obra.

Transporte local - envolve a movimentação de materiais terrosos, pétreos e areias, desde o local de extração/aquisição até o ponto de sua aplicação na pista (ou no canteiro de obras, conforme o caso) - bem como todos os percursos entre o canteiro da obra e o respectivo ponto de aplicação na pista.

– Formulação básica ($y = \text{custo R\$/t}$)

$$y = \frac{C}{P} = \frac{\text{Custo horário da operação do caminhão}}{\text{Produção horária do caminhão}}$$

$$P = \frac{B \cdot i}{\frac{2x}{V} + T_f}$$

- B - Capacidade nominal do caminhão
- i - Fator de eficiência
- V - Velocidade do caminhão
- T_f - Tempo fixo (manobra/carga/descarga)
- x - Distância de transporte a ser vencida

Tabela 50 - Produção de equipamentos

CÓDIGO:		SERVIÇO:				UNIDADE:				
VARIÁVEIS INTERVENIENTES		UNIDADE	EQUIPAMENTOS							
a	AFASTAMENTO									
b	CAPACIDADE									
c	CONSUMO (QUANTIDADE)									
d	DISTÂNCIA									
e	ESPAÇAMENTO									
f	ESPESSURA									
g	FATOR DE CARGA									
h	FATOR DE CONVERSÃO									
i	FATOR DE EFICIÊNCIA									
j	LARGURA DE OPERAÇÃO									
l	LARGURA DE SUPERPOSIÇÃO									
m	LARGURA ÚTIL									
n	NÚMERO DE PASSADAS									
o	PROFUNDIDADE									
p	TEMPO (fixo) CARGA, DESCARGA E MANOBRA									
q	TEMPO PERCURSO (IDA)									
r	TEMPO DE RETORNO									
s	TEMPO TOTAL DE CICLO									
t	VELOCIDADE (IDA) MÉDIA									
u	VELOCIDADE RETORNO									
v										
x										
OBSERVAÇÕES:		FÓRMULAS								
PRODUÇÃO HORÁRIA										
NÚMERO DE UNIDADES										
UTILIZAÇÃO	PRODUTIVA									
	IMPRODUTIVA									
PRODUÇÃO DA EQUIPE										
LOTE:	PRODUÇÃO DAS EQUIPES MECÂNICAS									
RODOVIA:										
TRECHO:										

11.5.1.1 CUSTO HORÁRIO DE MÃO-DE-OBRA SUPLEMENTAR

Este custo, envolve a mão-de-obra direta (excluídos os operadores dos equipamentos e eventualmente os ajudantes) que atua na execução dos serviços - a saber, encarregados, feitores, profissionais em geral, ajudantes, etc.

Para seu cálculo, utiliza-se a Escala Salarial de Mão-de-Obra, convertendo-se o salário mensal acrescido dos encargos sociais, em Custo Horário mediante a aplicação do divisor 200.

11.5.1.2 CUSTO HORÁRIO TOTAL

Será obtido pela soma das duas parcelas acima descritas.

11.5.1.3 PRODUÇÃO DA EQUIPE

Este componente foi estabelecido na planilha - Quadro 51, devendo ser transposto para a planilha - Quadro 52.

11.5.1.4 CUSTO UNITÁRIO DE EXECUÇÃO

Este custo é obtido dividindo-se o "Custo Horário Total" pela "Produção Horária".

11.5.1.5 CUSTO UNITÁRIO DE MATERIAL SUPLEMENTAR

Este custo, envolvendo os custos de aquisição/elaboração dos materiais incorporados às obras é obtido com base nos respectivos consumos unitários estabelecidos nos projetos e/ou nas especificações e no resultado da Pesquisa de Mercado.

11.5.1.6 CUSTO UNITÁRIO DE TRANSPORTE

Este custo é obtido com base nos consumos unitários e elementos pertinentes outros estabelecidos nos projetos e/ou especificações; nas distâncias de transportes a serem vencidas e nas fórmulas de transportes definidas na forma do item 11.5.

11.5.1.7 CUSTO DIRETO TOTAL

Este custo corresponde à soma do "Custo Unitário de Execução" com o "Custo Unitário de Materiais" e o "Custo Unitário de Transporte".

11.5.2 CUSTO INDIRETO (BONIFICAÇÃO)

É estabelecido multiplicando-se o "Custo Direto Total" pelo Valor da Bonificação (que na falta de dados mais precisos para os itens Mobilização e Administração, costuma ser fixada em 35,8%)

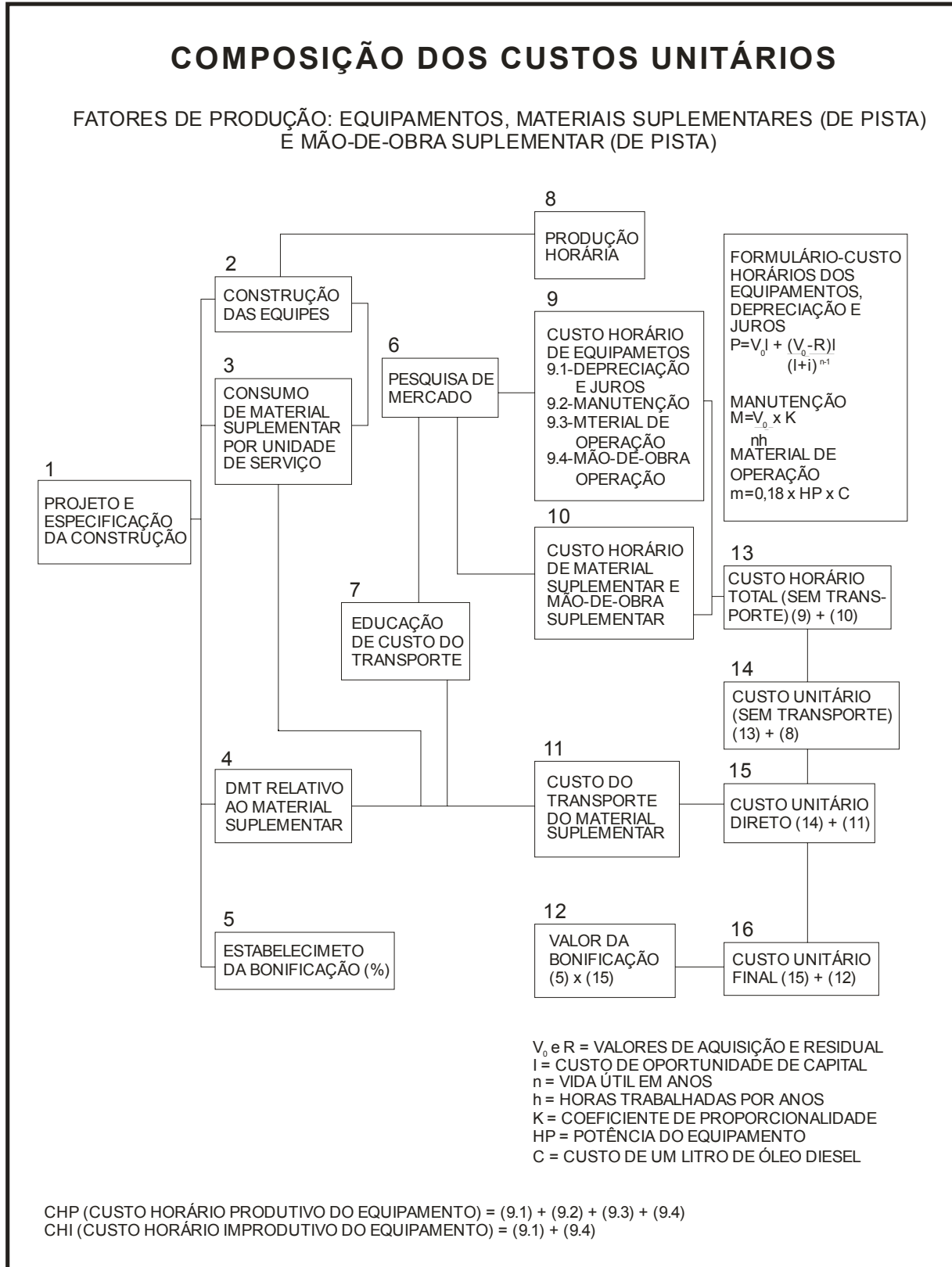
11.5.3 CUSTO UNITÁRIO TOTAL

Corresponde à soma de Custo Direto Total com a Bonificação.

11.6 FLUXOGRAMA GERAL

O fluxograma a seguir, Tabela 51 ilustra todas as etapas descritas.

Tabela 51 - Fluxograma da composição dos custos unitários



– Valores adotados para os parâmetros

B-	Para transporte comercial: 10 m ³ ou 15t	
	Para transporte local : 6 m ³ ou 9t	
i -	Para todos os casos: 0,833 (50/60)	
T _f -	Para caminhão basculante (9t ou 15t)	Carregadeira - 2,5 min.
		Carregadeira - 14,0 min.
	Para caminhão carroceria fixa - 43 min.	Carregadeira - 4,0 min.

V-	Transporte comercial	Rodovia pavimentada : 50 km/h
		Revestimento primário: 40 km/h
V-	Transporte local	Rodovia pavimentada : 40 km/h
		Revestimento primário: 35 km/h
		Terra : 15km/h

x - Distância de transporte, em km, relativa a cada material/componente, a ser incorporado à obra.

- Equações de transporte

Com base na formulação apresentada, são obtidas as equações, da forma $Y = a x + b$, sendo a e b funções dos valores adotados para os parâmetros mencionados.

11.7 CUSTOS UNITÁRIOS DE SERVIÇOS

A determinação dos Custos Unitários dos Serviços pode ser efetivado com base na planilha - Quadro 52, cuja sistemática compreende as etapas a seguir.

11.7.1 CUSTOS DIRETOS

11.7.1.1 CUSTO HORÁRIO DE EQUIPAMENTO

A determinação deste custo é efetivado com base nas planilhas, cujos dados são transpostos para a planilha – Tabela 52.

Tabela 52 - Custo horário de equipamento

CÓDIGO	DATA	SERVIÇO				UNIDADE
EQUIPAMENTO	QUANT.	UTILIZAÇÃO		CUSTO OPERACIONAL		CUSTO HORÁRIO
		PROD.	IMPROD.	PRODUTIVO	IMPRODUTIVO	
(A) TOTAL						
MÃO-DE-OBRA SUPLEMENTAR	K ou R	QUANTIDADE	SALÁRIO BASE		CUSTO HORÁRIO	
(B) TOTAL						
(C) PRODUÇÃO DA EQUIPE		CUSTO HORÁRIO TOTAL (A + B)				
(D) CUSTO UNITÁRIO DA EXECUÇÃO $[(A) + (B)] / (C) = (D)$						
MATERIAIS	UNIDADE	CUSTO	CONSUMO		CUSTO HORÁRIO	
(E) TOTAL						
TRANSPORTE	D.M.T.	CUSTO	CONSUMO		CUSTO UNITÁRIO	
(F) TOTAL						
CUSTO DIRETO TOTAL : (D) + (E) + (F)			R\$			
BONIFICAÇÃO			R\$			
CUSTO UNITÁRIO TOTAL			R\$			
OBS.:						
LOTE -		CUSTOS UNITÁRIOS				
RODOVIA -						
TRECHO -						

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- a) AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO guide for design of pavement structures. Washington, D.C., 1986.
- b) BRASIL. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Coletânea de normas. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/publicações/DNIT/>>. Acesso em: 15 mar. 2006.
- c) CAMPELLO, Clauber dos Santos; PINTO, Salomão; PREUSSLER, Ernesto Simões. Um estudo das propriedades mecânicas de solos tropicais. In: Reunião Anual de Pavimentação, 25., 1991, São Paulo. Anais ... Rio de Janeiro: ABPv, 1991. v. 2, p. 889-913.
- d) CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos solos e suas aplicações. 6. ed. rev. ampl. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1987-1988.
- e) CHIOSSI, Nivaldo José. Geologia aplicada à engenharia. 4. ed. São Paulo: Grêmio Politécnico, 1987.
- f) DE BEER, Morris; KLEYN; Eduard G., HORAK, Emile. Behavior of cementitious gravel pavements with thin surfacings. In: Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, 2.; 1989, Rio de Janeiro. Anais ... Rio de Janeiro: ABPv, 1989. v. 2. p. 4.1.1-4.1.39.
- g) FRAENKEL, Benjamim Constant Bevilacqua Magalhães. Engenharia rodoviária. 3. ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1980.
- h) Instituto Brasileiro de Petróleo. COMISSÃO De asfalto. Informações básicas sobre materiais asfálticos. 6. ed. Rio de Janeiro, 1999.
- i) MOTTA, Laura Maria Goretti da. Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de carga repetidas. 1991. 366p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.
- j) PINTO, Salomão. Contribuição ao estudo da classificação de solos e sua aplicação em pavimentação. Rio de Janeiro: [s.n.], 1988.
- k) _____. Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos. 1991. 478p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.
- l) _____. Materiais betuminosos: conceituação, especificações e utilização. Rio de Janeiro: IPR, 1992.
- m) _____. Materiais pétreos. Rio de Janeiro: IME, 1994.
- n) _____. Tópicos especiais em mecânica dos pavimentos. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1991.
- o) _____; Preussler, Ernesto Simões. A consideração da resiliência no projeto de pavimentos. Ed. rev. Rio de Janeiro: DNER, 1994.

- p) _____; _____. Módulos resilientes de concretos asfálticos. In: Reunião Anual de Pavimentação, 15., 1980, Belo Horizonte. Anais ... Rio de Janeiro: ABPv, 1980.
- q) _____. _____. Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro: COPIARTE, 2001.
- r) _____; _____. Proposição de método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis, considerando a resiliência. Rio de Janeiro: IPR, 1982.
- s) _____; _____. _____.: versão II. Rio de Janeiro: IPR, 1984.
- t) PREUSSLER, Ernesto Simões; Medina, Jacques de; Pinto, Salomão. Resiliência de solos tropicais e sua aplicação á mecânica dos pavimentos. In: Simpósio de Solos Tropicais EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. Anais ... Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1981. v. 1, p. 591-634.
- u) _____; PINTO, Salomão. Tecnologia nacional para restauração de pavimentos rodoviários e aeroportuários - Programa TECNAPAV. In: Reunião Anual de Pavimentação, 19., 1984, Rio de Janeiro. Anais ... Rio de Janeiro: ABPv, 1984. v. 2, p. 239-268.
- v) Queiroz, César Augusto Vieira de. Performance prediction models for pavement management in Brazil. 1981. 317p. Tese (Doctor of Philosophy) – Faculty of the Graduate School, University of Texas, Austin, 1981.
- w) RODRIGUES, Régis Martins. Estudo do trincamento dos pavimentos. 1991. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia , Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.
- x) Souza, Murillo Lopes de. Método de projeto de pavimentos flexíveis. 2. ed. rev. atual. Rio de Janeiro: IPR. DITC, 1979.
- y) _____. Pavimentação rodoviária. 2. ed. Rio de Janeiro: IPR, Livros Técnicos e Científicos, 1980.
- z) VARGAS, Milton. Introdução à mecânica dos solos. São Paulo: MCgraw-Hill; USP, 1979.
- aa) VASCONCELOS, V. Reciclagem de pavimentos asfálticos “in-situ” pelo processo Remixes Wirting: relatório técnico. São Paulo, 1988.
- bb) VERTAMATTI, E. Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos em metodologias MCT e resiliente. São José dos Campos: ITA, 1988.