

UNIMAR - UNIVERSIDADE DE MARÍLIA
FEAT – FACULDADE DE ENGENHARIA, ARQUITETURA E TECNOLOGIA.



CARLOS EDUARDO TROCCOLI PASTANA
pastana@flash.tv.br

MARÍLIA
Revisada em Julho 2006.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	6
PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS	6
1.1 – INTRODUÇÃO:.....	6
1.2 – DEFINIÇÃO DE PAVIMENTO:	6
1.3 – CLASSIFICAÇÕES DOS PAVIMENTOS:	9
1.3.1 – PAVIMENTOS FLEXÍVEIS:.....	9
1.3.1.1 – Revestimento:	10
1.3.1.2. – Base:.....	11
1.3.1.3. – Sub-base:	11
1.3.1.4. – Reforço do Subleito:.....	12
1.3.1.5. – Regularização do Subleito:	12
1.3.2. – PAVIMENTOS RÍGIDOS:.....	12
1.4. – MATERIAIS USADOS NA PAVIMENTAÇÃO:.....	12
1.4.1. - MATERIAIS PÉTREOS:.....	12
1.4.1.1 - CLASSIFICAÇÃO:.....	13
1.4.2. - MATERIAIS BETUMINOSOS:.....	14
CAPÍTULO 2	15
DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS	15
2.1 - INTRODUÇÃO:.....	15
2.2. – CAPACIDADE DE SUPORTO DO SUBLEITO:	16
2.3. – COMPOSIÇÃO DO TRÁFEGO:	16
2.3.1. - <i>Crescimento linear</i> :	17
2.3.2. - <i>Crescimento geométrico</i> :.....	18
2.3.3. - <i>Cálculo do Fator de Veículos - FV</i> :	18
2.3.3.1. - Cálculo do Fator de Eixo - FE:	18
2.3.3.2. - Cálculo do Fator de Carga - FC:	19
2.3.4. - <i>Fatores climáticos regionais</i> :	20
2.4. – DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO:	21
2.4.1. - <i>Coefficientes de equivalência estrutural (k)</i> :.....	22
2.4.1. - <i>Espessura mínima de revestimento betuminoso</i> :	23
2.5. – EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO:	23
Exemplo 2.5.1.	23
Exemplo 2.5.2.	24
Exemplo 2.5.3.	24
Exemplo 2.5.4.	24
Exemplo 2.5.5.	24
Exemplo 2.5.6.	24
Exemplo 2.5.7.	24
CAPÍTULO 3	31
CLASSIFICAÇÕES DOS SOLOS	31
3.1. -INTRODUÇÃO:	31
3.2 -CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS:	31
CAPÍTULO 4	37
ESTABILIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA	37
4.1. - ESTABILIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA:	37
4.2. - ESPECIFICAÇÃO DE MATERIAIS ESTABILIZADOS GRANULOMETRICAMENTE:.....	37
4.2.1. - GRANULOMETRIA:	38
4.2.2 - LIMITE DE LIQUIDEZ E ÍNDICE DE PLASTICIDADE:	38

4.2.3 - RESISTÊNCIA - ENSAIOS DE CBR:.....	39
4.2.4 - ABRASÃO "LOS ANGELES":.....	40
4.2.5 - SANIDADE:.....	40
4.2.6 - ENSAIO DE ADESIVIDADE:.....	40
4.3. - MÉTODO GRÁFICO DE ROTHFUCHS:.....	40
4.3.1. - EXERCÍCIO:.....	40
CAPÍTULO 5.....	43
MATERIAIS BETUMINOSOS.....	43
5.1. - MATERIAIS BETUMINOSOS:.....	43
5.1.1. - ALCATRÕES:.....	43
5.1.2. - ASFALTOS:.....	43
5.2. - CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO - CAP:.....	45
5.3. - ASFALTOS DILUÍDOS OU RECORTADOS:.....	45
5.3.1. - CL - asfaltos recortados de cura lenta.....	46
5.3.2. - CM - asfaltos recortados de cura média.....	46
5.3.3. - CR - asfaltos recortados de cura rápida.....	46
5.4 - EMULSÕES ASFÁLTICAS:.....	46
5.5. – PRINCÍPIOS ENSAIOS:.....	47
5.5.1. – PARA CONTROLE DE CIMENTO ASFÁLTICOS DE PETRÓLEO - CAPs.....	47
5.5.1.1. - Penetração:.....	47
5.5.1.2. - Espuma:.....	48
5.5.1.3. - Densidade:.....	48
5.5.1.4. - Solubilidade:.....	48
5.5.1.5 - Ponto de Fulgor:.....	48
5.5.1.6. - Ductilidade:.....	49
5.5.1.7. – Ponto de Amolecimento anel e bola:.....	49
5.5.1.8. – Efeito do calor e do ar:.....	49
5.5.1.9. - Viscosidade Saybolt-Furol:.....	50
5.5.1.10. - Viscosidade Absoluta:.....	50
5.5.1.11. - Viscosidade Cinemática:.....	50
5.5.2. – PARA CONTROLE DE EMULSÕES.....	50
5.5.2.1. – Carga da Partícula:.....	50
5.5.2.2. – Peneiramento:.....	50
5.5.2.3. – Sedimentação:.....	50
5.5.2.4. - Viscosidade Saybolt-Furol:.....	50
5.5.2.5. - Desemulsão:.....	50
5.6. - ENSAIOS EM MISTURAS ASFÁLTICAS:.....	51
5.6.1. – Dosagem Marshall.....	51
CAPÍTULO 6.....	53
DOSAGEM MARSHALL.....	53
6.1 - MARSHAL TEST (DOSAGEM).....	53
6.1.1 - Determinação da mistura dos agregados:.....	53
6.1.2 - Determinação da Superfície específica do agregado:.....	53
6.1.3 - Determinação do Teor provável de material betuminoso:.....	53
6.1.4 - Determinação da Porcentagem de asfalto em relação à mistura:.....	54
6.2. - EXERCÍCIO:.....	54
6.2.1 - Determinação da Superfície específica do agregado:.....	56
6.2.2 - Determinação do Teor provável de material betuminoso:.....	56
6.2.3 - Determinação da Porcentagem de asfalto em relação à mistura:.....	57
6.2.4 - Determinação das densidades aparente da mistura:.....	58
6.2.5 - Determinação da densidade máxima teórica:.....	58
6.2.6 - Volume de vazios:.....	59
6.2.7 - Porcentagem de vazios do agregado mineral:.....	59
6.2.8 - Relação betume vazios:.....	59
6.2.9. - Gráficos:.....	60
6.2.9.1. - Gráfico 1: Densidade aparente (d) x teor de betume:.....	61
6.2.9.2. - Gráfico 2: Volume de Vazios (VV) x teor de betume:.....	61

6.2.9.3. - Gráfico 3: Relação Betume Vazios (<i>RBV</i>) x teor de betume;	62
6.2.9.4. - Gráfico 4: Esforço de ruptura do corpo de prova (<i>E</i>) x teor de betume;.....	62
6.2.9.5. - Gráfico 5: Fluência (<i>f</i>) x teor de betume.....	63
CAPÍTULO 7.....	65
DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO RÍGIDO	65
7.1. – INTRODUÇÃO:.....	65
7.2. - DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO RÍGIDO:.....	66
7.2.1. - PELO MÉTODO DO CONSUMO DE RESISTÊNCIA À FADIGA (<i>CRF</i>):.....	66
7.2.1.1. SUBLEITO.....	67
7.2.1.2. TRÁFEGO.....	68
7.2.1.1. PROJETO A - CÁLCULO PELO PROCESSO DE CONSUMO DE RESISTÊNCIA À FADIGA.....	70
7.2.2. - PELO MÉTODO DA CARGA MÁXIMA:.....	72
TABELAS E ÁBACOS PARA DIMENSIONAMENTO.....	75
TABELA 1 - CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS (HRB-AASHTO).....	76
TABELA 2 – DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE SUPORTE (IS)	77
TABELA 3 – COEFICIENTE DE EQUIVALÊNCIA ESTRUTURAL (K).....	78
TABELA 4 – ESPESSURA MÍNIMA DO REVESTIMENTO BETUMINOSO)	79
TABELA 5 – FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE OPERAÇÕES (F)	79
ABACO 1 – RELAÇÃO “N” x ESPESSURA DO PAVIMENTO (CM)	80
TABELA 6 – RELAÇÃO DE TENSÕES DE TRAÇÃO E NÚMERO ADMISSÍVEL DE REPETIÇÕES DE CARGA.	81
TABELA 7 – FATOR DE SEGURANÇA DE CARGA (FSC)	81
ÁBACO 2 – ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR) x COEFICIENTE DE RECALQUE (K).....	82
ÁBACO 3 – AUMENTO DE (K) DEVIDO A PRESENÇA DE SUB-BASE GRANULAR.	83
ÁBACO 4 – AUMENTO DE (K) DEVIDO A PRESENÇA DE SUB-BASE TRATADA COM CIMENTO.	84
ÁBACO 5 – AUMENTO DE (K) DEVIDO A PRESENÇA DE SUB-BASE DE SOLO - CIMENTO.....	85

CAPÍTULO 1

PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

1.1 – INTRODUÇÃO:

Destina-se nosso curso ao estudo de pavimentos de rodovias, que restituiu ao transporte rodoviário um lugar de destaque entre os meios de transporte terrestres, principalmente com a evolução tecnológica do automóvel.

A estrutura que se constrói sobre o leito de terra pode variar quer no que se refere à espessura, quer no que se refere aos materiais utilizados, em consonância não só com as solicitações, mas também com a própria função que a estrada está exercendo ou deverá exercer.

Muitos foram os números de métodos de dimensionamento de pavimentos, muitos deles empíricos e intuitivos, outros procurando somar eventuais aspectos positivos de alguns métodos, criando um novo método, rotulado com a nova propriedade ou autoria.

Para nós, a utilização do método do DNER, para dimensionamento de pavimentos de rodovias rurais, deve merecer maior atenção.

Já é de nosso conhecimento que o projeto geométrico é de fundamental importância para obter-se uma boa estrada, com pavimentos de baixo custo.

Não é fácil uma definição de pavimento de baixo custo. Entre outras interpretações, podemos defender duas:

a – pavimento de baixo custo é aquele cuja vida útil é inferior à fixada para os projetos normais. Como nesses projetos a vida útil admitida é de 10 a 15 anos, nos pavimento de baixo custo admitir-se-ia vida útil de um terço ou metade desses tempos;

b – pavimento de baixo custo é aquele executado a fim de se garantir tráfego permanente na estrada, sem qualquer outra exigência que poderia levar a um orçamento mais elevado.

1.2 – DEFINIÇÃO DE PAVIMENTO:

Pavimento é a superestrutura, no caso de rodovias, aeroportos, ruas, etc., constituídas por um sistema de camadas de espessuras finitas, assentes sobre um semi-espaço

considerado teoricamente com infinito, a infra-estrutura ou terreno de fundação, denominada de subleito (fig. 1.2.1).

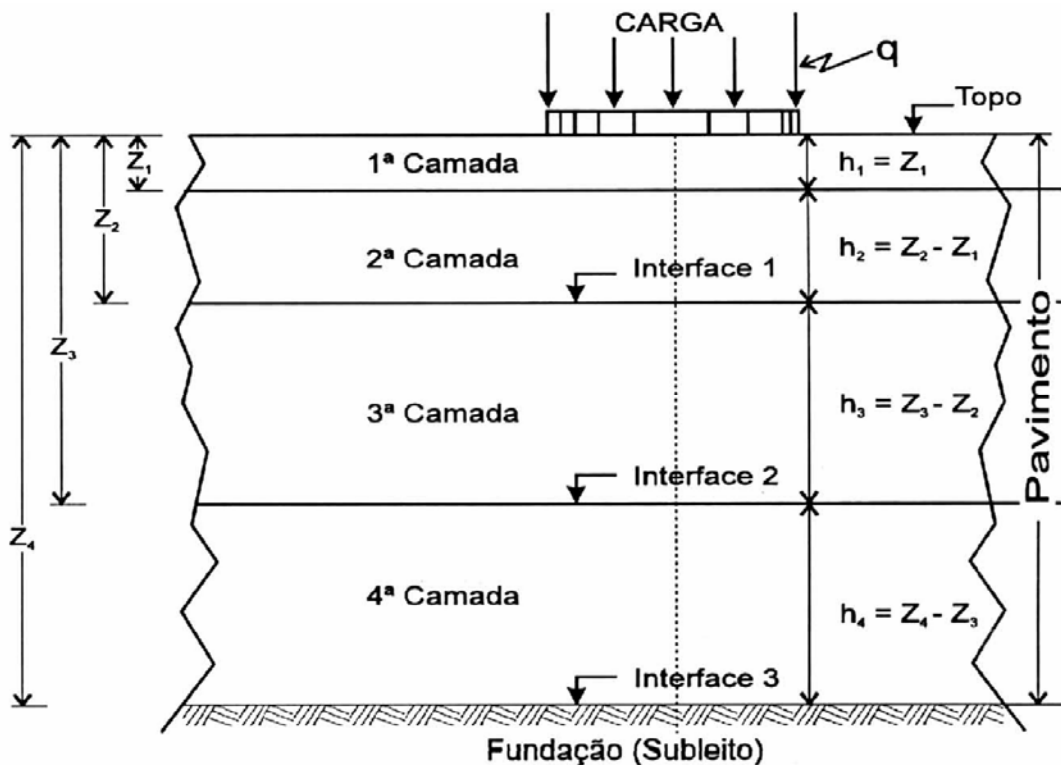


fig. 1.2.1 - Sistema de várias camadas (adaptado de SENÇO, W - 1997).

O pavimento destina-se, técnica e economicamente, a resistir aos esforços verticais oriundos do tráfego e distribuí-los; melhorar as condições de rolamento quanto ao conforto e segurança; resistir aos esforços horizontais (desgastes), tornando mais durável a superfície de rolamento.

Como subleito é considerado infinito, é estudado até as profundidades em que atuam significativamente as cargas impostas pelo tráfego. Na prática estuda-se até as camadas de 0,60 m a 1,50 m de profundidade.

As cargas que solicitam um pavimento são transmitidas por meio das rodas pneumáticas dos veículos. A área de contato entre os pneus e o pavimento tem a forma aproximadamente elíptica (fig. 1.2.2), e a pressão exercida, dada à relativa rigidez dos pneus, tem uma distribuição aproximadamente parabólica, com a pressão máxima exercida no centro da área carregada.

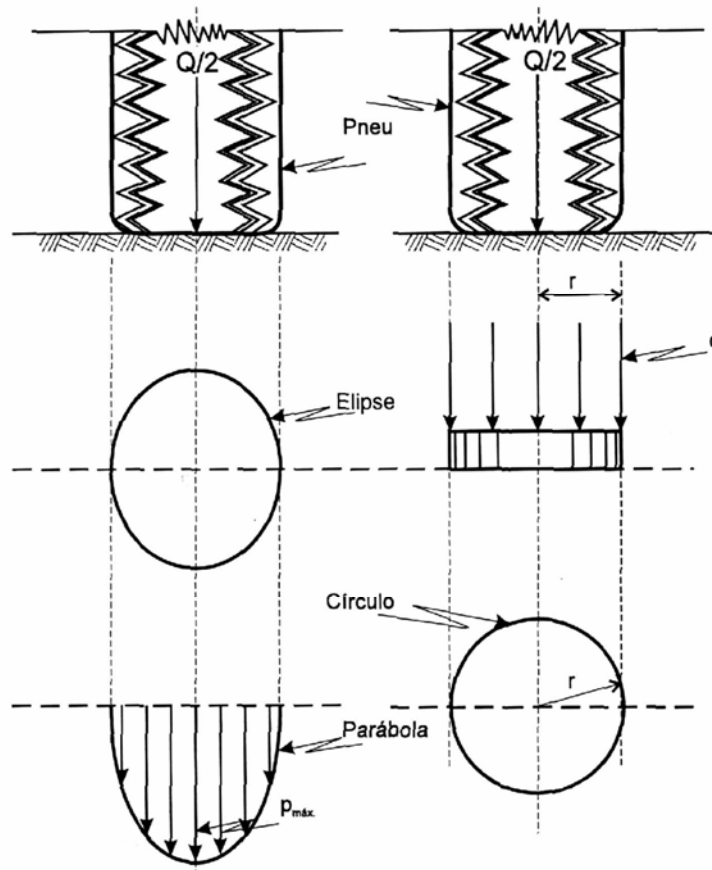


fig. 1.2.2 - Área de contato pneu x pavimento (adaptado de SENÇO, W - 1997).

Para efeito apenas do estudo da ação das cargas, visando ao dimensionamento do pavimento, pode-se admitir uma carga aplicada gerando uma pressão de contato uniformemente distribuída numa área de contatos circular. A pressão de contato é aproximadamente igual à pressão dos pneus, sendo a diferença desprezível para efeito do dimensionamento.

O raio da área circular de contato pode ser calculado para qualquer valor de carga, desde que se conheça a pressão aplicada. Sejam uma carga transmitida por um eixo simples – uma ou duas rodas de cada lado do veículo – Q e uma pressão de contato q :

$$Q = 2.\pi.r^2.q$$

A carga de roda será:

$$Q/2 = \pi.r^2.q$$

$$r = \sqrt{\frac{Q}{2.\pi.q}}$$

Adotando uma pressão de contato, por exemplo $q = 7,0 \text{ kgf/cm}^2$ (cerca de 100 psi) e uma carga de roda $Q/2 = 5.000 \text{ kgf}$, que é o limite máximo permitido pela legislação brasileira (10 tf por eixo simples de roda dupla), tem-se:

$$r = \sqrt{\frac{5000}{3,1416 \times 7}} = 15,00cm$$

Para o padrão americano (Q= 18.000 lbs/eixo simples) tem-se:

$$r = \sqrt{\frac{9000}{3,1416 \times 100}} = 13,60cm$$

1.3 – CLASSIFICAÇÕES DOS PAVIMENTOS:

Em linhas gerais, pode-se adotar a Terminologia Brasileira - TB - 7 da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, que os classifica em pavimentos flexíveis e pavimentos rígidos:

1.3.1 – PAVIMENTOS FLEXÍVEIS:

São os constituídos por camadas que não trabalham à tração. Como exemplo típico, citam-se os pavimentos constituídos por um revestimento betuminoso delgado sobre camadas puramente granulares. Possuem uma vida útil de 15 a 20 anos, dependendo das condições para qual a estrada foi projetada e apresentam em geral o revestimento feito com ligante betuminoso, que tem a vantagem de ser um material extremamente versátil. (fig. 1.3.1)

Normalmente uma seção de um pavimento flexível completa apresenta as seguintes camadas:

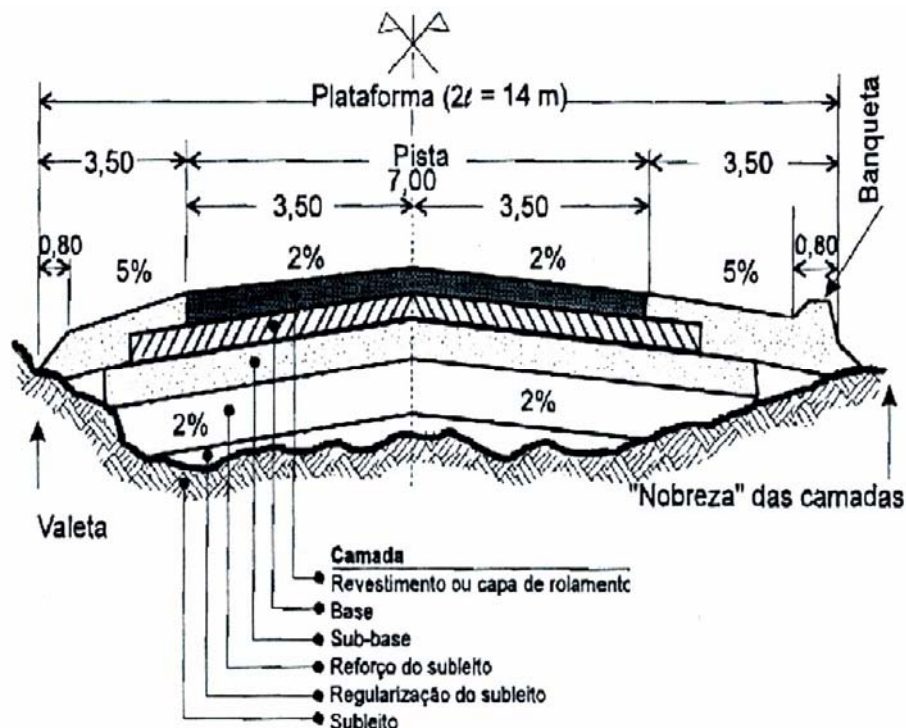


fig.1.3.1 - Seção transversal típica - pavimento flexível (adaptado de SENÇO, W - 1997)

1.3.1.1 – Revestimento:

Camada destinada a resistir diretamente às ações do tráfego, a impermeabilizar o pavimento, a melhorar as condições de rolamento, no que se refere ao conforto e à segurança, e a transmitir, de forma atenuada, as ações do tráfego às camadas inferiores.

Ao contrário da base, o revestimento não resiste aos esforços estáticos, isto é, um caminhão, por exemplo, não pode ficar parado porque deforma o asfalto. Sua função é resistir aos esforços horizontais, ou seja, de atrito, de rotação. São classificados em:

1.3.1.1.1 - Revestimentos flexíveis por calçamento:

a - Alvenaria poliédrica:

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

b - Paralelepípedos:

São constituídos por blocos regulares, assentes sobre um colchão de regularização, como foi descrito para alvenaria poliédrica. As juntas entre os paralelepípedos podem ser tomadas com o próprio material do colchão de regularização, com materiais ou misturas betuminosas, ou com argamassa de cimento.

c - Bloquetes:

Elementos de concreto, com vários formatos, assentes sobre um colchão de regularização, e que têm uma técnica de execução semelhante à dos paralelepípedos.

1.3.1.1.2 - Revestimentos flexíveis betuminosos:

Os revestimentos betuminosos são constituídos por associação de agregados e materiais betuminosos. Esta associação pode ser feita de duas maneiras clássicas:

a - Por penetração:

Distingue-se a penetração direta e a penetração invertida. Os Revestimentos Betuminosos por penetração invertida - são os executados com uma aplicação ou "pintura" de material betuminoso, seguida de espalhamento e compressão do agregado de granulometria apropriada, resultando o que se denomina **Tratamento Superficial Simples de Penetração Invertida**. Quando vários tratamentos simples são superpostos, resultam os tratamentos duplos, triplos, etc. Os tratamentos são sempre utilizados como revestimentos. Já os Revestimentos Betuminosos por penetração direta - são os executados mediante o espalhamento prévio de uma camada de brita de granulometria apropriada que dê, após compressão, a espessura desejada; seguem-se a aplicação de material betuminoso, que penetra nos vazios do agregado, e o espalhamento de uma brita miúda para preenchimento dos vazios superficiais, acompanhado de nova compressão. O serviço é completado com uma "capa selante", resultando o que se denomina de **Macadame Betuminoso por Penetração Direta**, ou simplesmente **Macadame Betuminoso**.

b - Por mistura:

O agregado é pré-envolvido com o material betuminoso antes da compressão. Quando o pré-envolvimento é feito em usinas fixas. Quando o ligante e o agregado são misturados e

espalhados na pista ainda quentes, tem-se os **Pré-Misturados a Quente** ("hot mix, hot laid"). Quando os tipos de agregados e de ligante utilizados permitem que o espalhamento na pista seja feito à temperatura ambiente (embora a mistura tenha sido feita a quente) tem-se os **Pré-Misturados a Frio**

1.3.1.2. – Base:

Camada destinada a resistir às ações dos veículos e a transmiti-las, de forma conveniente ao subleito e que suporta diretamente os esforços verticais.

1.3.1.3. – Sub-base:

Camada complementar à base, com as mesmas funções desta e executada quando, por razões de ordem econômica, for conveniente reduzir a espessura da base.

As Bases e Sub-base podem ser flexíveis ou semi-rígidas e divididas em duas grandes famílias:

1.3.1.3.1 - Bases Sub-bases granulares:

a - Por correção granular:

Obtidas por "estabilização granulométrica", "estabilização por compactação" ou "estabilização mecânica"; no Brasil têm sido chamadas, com impropriedade, de bases estabilizadas sobretudo quando realizadas com materiais naturais.

São executadas pela compactação de um material ou de misturas de materiais que apresentam uma granulometria apropriada, fixada em especificações.

b -Macadame Hidráulico:

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 apropriada; a penetração do material de enchimento é promovida pelo espalhamento na superfície, seguido de varredura, compressão (com ou sem vibração) e irrigação.

1.3.1.3.2. - Bases Sub-bases estabilizadas:

a - Solo-cimento ou Solo-cal:

É uma mistura devidamente compactada de solo, cimento portland (ou cal) e água; a mistura solo-cimento (ou solo-cal) deve satisfazer a certos requisitos de densidade, durabilidade, e resistência, dando como resultado um material duro, cimentado, de acentuada rigidez à flexão.

b - Solo melhorado com cimento ou Solo-cal:

Obtidos quando são utilizados pequenos teores de cimento (ou cal), visando primordialmente à modificação do solo no que se refere a sua plasticidade e sensibilidade à água, sem cimentação acentuada; são considerados flexíveis.

c - Solo betume:

É uma mistura de solo, água e material betuminoso; as misturas solo-betume são consideradas flexíveis.

1.3.1.4. – Reforço do Subleito:

Camada existente, no caso de pavimentos muito espessos, executada com o objetivo de reduzir a espessura da própria sub-base.

1.3.1.5. – Regularização do Subleito:

Camada de espessura variável, executada quando se torna necessário preparar o leito da estrada para receber o pavimento; a regularização não constitui, propriamente, uma camada de pavimento, pois tem espessura variável, podendo ser nula em um ou mais pontos da seção transversal.

Um pavimento flexível está diretamente ligado às características de suporte do subleito, pode ser constituído dos seguintes modos diferentes:

1.3.2. – PAVIMENTOS RÍGIDOS:

São aqueles pouco deformáveis, constituídos principalmente de concreto de cimento (fig.1.3.2). Rompem por tração na flexão, quando sujeitos as deformações. Para o dimensionamento de um pavimento de concreto, analisam-se 3 fatores: 1 - As propriedades do concreto, tais como o módulo de ruptura à tração na flexão e a idade do concreto; 2 - A fundação do pavimento (subleito); 3 - O tráfego. Os processos de cálculo analisado no nosso curso abrangem o processo da Carga Máxima e o processo do Consumo de Resistência à Fadiga.

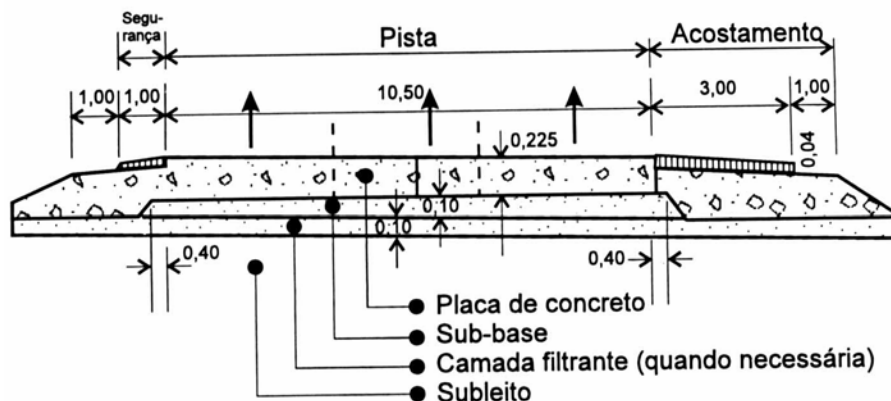


fig. 1.3.2 - Seção transversal típica - pavimento rígido (adaptado de SENÇO, W - 1997)

1.4. – MATERIAIS USADOS NA PAVIMENTAÇÃO:

1.4.1. - MATERIAIS PÉTREOS:

Os materiais pétreos ou agregados, como são denominados no meio rodoviário, podem ser subdivididos em **naturais** ou **artificiais**.

Naturais são aqueles encontrados em depósitos naturais superficiais e que sofrem, no máximo, pequeno beneficiamento, como lavagem e/ou peneiramento antes de serem utilizados. Dentre os existentes, podemos citar os pedregulhos rolados (de cava ou de rio), as lateritas e as areias.

Já os chamados artificiais são obtidos por meio de britagem (basalto, granito, etc.) ou de seixos rolados britados.

1.4.1.1 - CLASSIFICAÇÃO:

Os agregados são usualmente classificados em termos de sua granulometria ou ainda em função de suas cargas elétricas superficiais.

1.4.1.1.1 - QUANTO À GRANULOMETRIA:

Em relação ao tamanho das partículas, os agregados são classificados como:

- agregados graúdos: $D_{mim} > 2,00 \text{ mm}$
- agregados miúdos: $2,00 \text{ mm} < D < 0,074 \text{ mm}$
- filler (material de preenchimento): $D_{máx} < 0,074 \text{ mm}$

Já com relação à granulometria (composição granulométrica), podemos ter agregados com granulometria contínua ou descontínua, aberta ou fechada.

1.4.1.1.2 - QUANTO À CARGA ELÉTRICA SUPERFICIAL:

Quando britamos uma rocha, devido à quebra de sua estrutura cristalina, sua superfície sempre apresenta cargas elétricas fracas, que de acordo com o tipo de rocha, podem ser positivas ou negativas.

Assim, podemos classificar os agregados em eletros-positivos como no caso de basaltos, diabásios, gabros e calcários e em eletros-negativos como os arenitos, quartzitos, granitos e gnaisses.

1.4.1.1.3 - PRINCIPAIS PROPRIEDADES DOS AGREGADOS - INTRODUÇÃO AOS

ENSAIOS:

Os agregados, para serem utilizados em pavimentação precisam ser testados quanto à resistência mecânica, durabilidade, índice de forma e a adesividade a produtos asfálticos.

Os ensaios nos permitem, em uma primeira fase de um processo de restauração, o entendimento dos mecanismos do processo de deterioração, fornecendo elementos para a definição do que deve ser feito.

Na fase de execução da obra os ensaios permitem que aquilo que foi projetado seja executado de acordo com os padrões de qualidade, que garantem o bom desempenho do pavimento em serviço.

Os ensaios utilizados no Brasil são predominantemente originários da experiência americana.

Principais ensaios em Agregados:

a - Resistência mecânica - ensaio de abrasão "Los Angeles":

O agregado graúdo deve resistir ao impacto e ao desgaste por atrito entre partículas. Usualmente utilizam-se o ensaio de Abrasão Los Angeles (DNER-ME 35-64), onde a amostra de agregados é submetida à ação abrasiva e de impacto de esferas metálicas quando se coloca em rotação um cilindro metálico com uma prateleira radial. Avalia-se a resistência dos agregados colocando-se uma amostra de 5 kg, retida na peneira nº. 8 e determinando-se após o ensaio a quantidade de material que passa na peneira nº. 12. A percentagem do material que passa na peneira 12 dividida pelo total inicial é a Abrasão Los Angeles.

b - Durabilidade:

Além da resistência mecânica, é necessário que o agregado possua inércia química, para garantir a permanência de suas propriedades ao longo do tempo. Usualmente utilizam-se o ensaio de sanidade (DNER-ME 89-64), onde uma amostra com granulometria conhecida é submetida ao ciclo de molhagem e secagem em sulfato de sódio e sulfato de magnésio. A

principal função do ensaio é avaliar a resistência do agregado ao intemperismo (água e temperatura).

c - Índice de Forma:

O índice de forma de uma partícula é definida pelo ensaio do DNER-ME 86-64, e é a relação entre a menor e maior dimensões.

Define-se agregado de forma cúbica como sendo aquele que possui este índice menor ou igual a 0,6.

A forma ideal dos agregados é a cúbica, que conduz a um maior entrosamento entre partículas, produzindo melhor travamento (maior resistência ao cisalhamento).

Agregados lamelares ou alongados têm superfície específica maior que os cúbicos, levando necessariamente a consumos maiores de betume em misturas asfálticas.

Além do índice de forma, procura-se ter agregados com textura superficial rugosa, que proporcionam maior atrito entre si e melhor adesividade aos produtos asfálticos e agregados com baixa porosidade (agregados muito porosos absorvem água ou asfalto).

d - Adesividade a produtos asfálticos:

A adesividade é de interesse especial em misturas betuminosas já que a função do ligante betuminoso é aderir (ou ligar) as partículas do agregado.

No ensaio de adesividade os agregados são cobertos por uma película betuminosa e submetida à água e temperatura. Posteriormente é avaliada a quantidade de agregados que apresentam um descolamento da película betuminosa.

1.4.2. - MATERIAIS BETUMINOSOS:

São associações de hidrocarbonetos solúveis em bissulfeto de carbono, são subdivididos em duas categorias: os alcatrões e os asfaltos.

Estudaremos num capítulo específico os materiais betuminosos.

CAPÍTULO 2

DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

2.1 - INTRODUÇÃO:

Para o dimensionamento de um pavimento flexível, vários são os métodos estudados e propostos. No nosso curso estudaremos apenas o método empírico que emprega ensaios de resistência dos solos, adotado pelo DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Trata-se de método de dimensionamento proposto pelo Engenheiro Murilo Lopes de Souza, tendo como base:

- - No ensaio C.B.R. de O. J. Porter;
- - No Índice de Grupo, de Steelee
- - No que se refere ao tráfego, aos trabalhos do U. S. Corps of Engineers;
- - Nos dados correspondentes aos coeficiente de equivalência estrutural são baseados nos resultados do The A.A.S.T.H.O Road Test (1.958 a 1.960).

Na seqüência subleito, tráfego e materiais das camadas, o método do DNER pode ser representado pelo seguinte fluxograma (fig. 2.1):

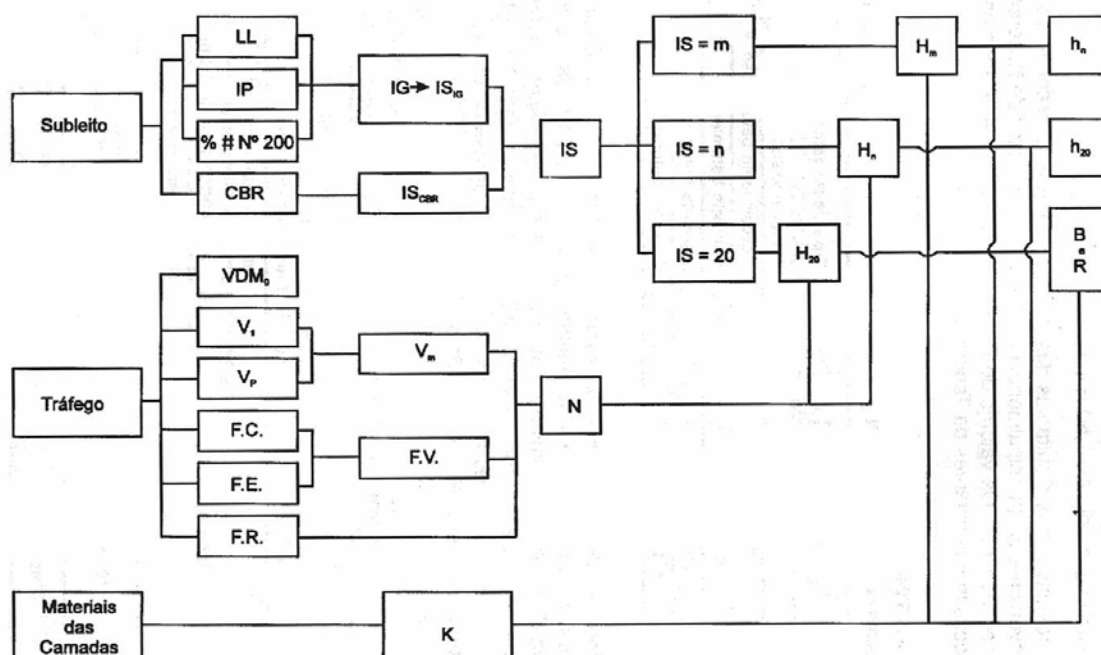


fig. 2.1 - Método do DNER (adaptado de SENÇO, W - 1997)

2.2. – CAPACIDADE DE SUPORTE DO SUBLEITO:

A determinação da capacidade de suporte do subleito e dos materiais granulares constitutivos do pavimento é feita pelo **C.B.R.**, em inglês "**C**alifornia **B**earing **R**atio", em corpos de prova indeformados ou moldados em laboratório, nas condições de massa específica e umidade específicas para o serviço no campo e submetidos à embebição durante quatro dias.

Quando se desejar e for justificável uma segurança maior, em vez do **C.B.R.**, pode-se usar o **C.B.R.** corrigido em função do Índice de Grupo (**I.G.**), que é função dos resultados dos ensaios de caracterização do solo do subleito, e denominado Índice de Suporte (**I.S.**).

O Índice de Suporte (**I.S.**) é dado por:

$$IS = \frac{C.B.R. + C.B.R._{IG}}{2}$$

O C.B.R., que é dado em porcentagem, é transformado em um índice, com o mesmo valor numérico.

Impõe-se a condição de que o Índice Suporte seja, no máximo, igual ao CBR, ou seja, quando o cálculo do IS resultar num índice maior que o CBR, adota-se o valor do CBR, como Índice Suporte, ou seja:

$$IS \leq C.B.R.$$

Valores do CBR_{IG} em função do IG.	
Índice de grupo (I.G.)	Índice de suporte (C.B.R._{IG})
0	20
1	18
2	15
3	13
4	12
5	10
6	9
7	8
8	7
9 a 10	6
11 a 12	5
13 a 14	4
15 a 17	3
18 a 20	2

2.3. – COMPOSIÇÃO DO TRÁFEGO:

O tráfego é representado pelo volume diário médio de tráfego, TDM, de veículos comerciais, podendo ser: tráfego leve, tráfego médio e tráfego pesado. Deve-se tomar o tráfego de veículos comerciais, caminhões e ônibus.

O pavimento é dimensionado em função do número equivalente, N, de operações de um eixo tomado como padrão, com carga de 8,2 t (18.000 lbs), durante o período de projeto escolhido, onde N é dado por:

$$N = 365.V_m.P.(FC).(FE).(FR)$$

Sendo:

- V_m = Volume diário médio de tráfego no sentido mais solicitado, no ano médio do período de projeto;
 P = Período de projeto ou vida útil, em anos;
 FC = Fator de carga ou Fator de operações de carga
 FE = Fator de eixo;
 FR = Fator climático regional;
 FV = Fator de veículo.

Mas:

$$(FV) = (FC).(FE)$$

De uma forma simplificada, pode-se admitir dois (2) tipos de crescimento de tráfego: crescimento linear e crescimento geométrico ou exponencial.

2.3.1. - Crescimento linear:

Chamando de V_1 o tráfego no sentido mais solicitado, no primeiro ano do período de projeto - primeiro ano de operação do pavimento - e V_p o tráfego no mesmo sentido, no último ano desse período, tem-se:

$$V_m = \frac{V_1 + V_p}{2}$$

Chamando de TDM_o o tráfego diário médio de tráfego atual - período dos estudos e da construção -, o tráfego no sentido mais solicitado será:

$$V_o = \frac{TDM_o \times D}{100}$$

Em que D é a porcentagem do tráfego no sentido dominante, ou seja, no mais solicitado. Quando o tráfego se distribui de maneira uniforme - em vias de duas faixas de tráfego e duas mão de direção - em ambas as direções, ou seja D=50%, tem-se:

$$V_o = \frac{TDM_o}{2}$$

Chamando de P o número de anos necessários para a execução das obras de pavimentação e assim, para se atingir o primeiro ano de operação, que é o primeiro ano do período de projeto, o tráfego nesse anos será:

$$V_1 = V_o \times [1 + (P \times \frac{t}{100})]$$

Em que t é a taxa de crescimento linear do tráfego, em porcentagem ao ano.

Para $P = 1$ ano

$$V_1 = V_o \times \left[1 + \frac{t}{100}\right]$$

O tráfego no ano P - último ano do período de projeto - será:

$$V_p = V_1 \times \left[1 + \left(P \times \frac{t}{100}\right)\right]$$

E o tráfego, no período de projeto P, no sentido mais solicitado, que é o volume total de tráfego nesse período e nessa direção, será:

$$V_t = 365 \times V_m \times P$$

V_t representa, assim, o tráfego que realmente deve solicitar o pavimento, no período de projeto, no sentido mais solicitado, segundo as previsões.

2.3.2. - Crescimento geométrico:

Neste caso, a curva representativa de crescimento do tráfego é uma parábola onde o tráfego total, no sentido dominante, no período de projeto P, será:

$$V_t = 365 \times V_1 \times \frac{\left(1 + \frac{t}{100}\right)^P - 1}{\frac{t}{100}}$$

Onde, partindo-se de um tráfego V_o , no sentido dominante, como visto no caso anterior, o tráfego no ano inicial do período de projeto será:

$$V_1 = V_o \times \left(1 + \frac{t}{100}\right)^p, \text{ sendo } p \text{ o número de anos de execução do pavimento.}$$

2.3.3. - Cálculo do Fator de Veículos - FV:

Para o cálculo do Fator de Veículos (FV), é necessário conhecer a composição de tráfego. Para isto é necessário fazer uma contagem do tráfego na estrada que se está considerando, estudando-se certo volume total do tráfego, V_t (para o período de amostragem). Faz-se a contagem do número total de veículos de 2 eixos, 3 eixos, etc. e pesam-se todos estes eixos. Com os dados calcula-se o fator de eixo (FE) e fator de carga (FC).

2.3.3.1. - Cálculo do Fator de Eixo - FE:

É um fator que transforma o tráfego em número de veículos padrão no sentido dominante, em número de passagens de eixos equivalentes. A expressão correspondente seria:

$$FE = \frac{p_2}{100} \times 2 + \frac{p_3}{100} \times 3 + \dots + \frac{p_n}{100} \times n$$

Sendo:

p_2 = porcentagem de veículos de 2 eixos;

p_3 = porcentagem de veículos de 3 eixos;
 p_n = porcentagem de veículos de n eixos;
 $p_2 + p_3 + \dots + p_n = 100\%$

2.3.3.2. - Cálculo do Fator de Carga - FC:

O cálculo do fator de carga baseia-se no conceito de equivalência de operações, mais especificamente no fator de equivalência de operações (f), dados pelo quadro da tabela 1, onde se monta uma tabela para o cálculo do Fator de Carga, apresentada a seguir:

a - Dados do tráfego:

Eixos simples (ton)	No. de eixos	%
< 5	2	72
5	2	7
7	2	3
9	2	7
11	3	5
13	3	4
15	3	1
Eixos tandem (ton)		
19	2	1

b - Cálculo do fator de carga - FC

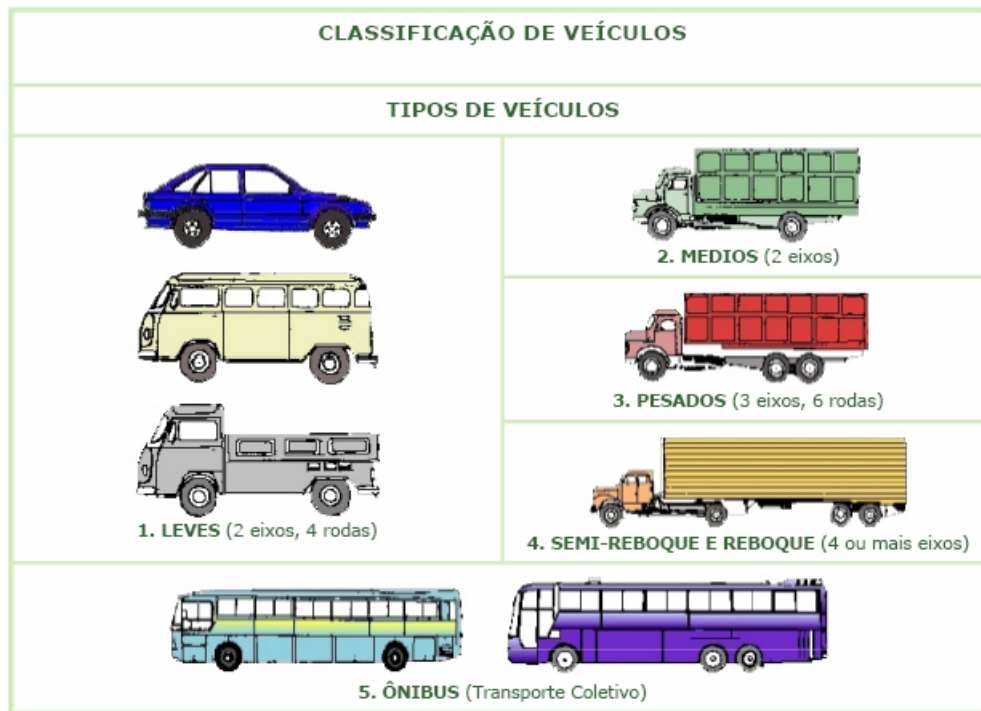
Eixo simples (ton)	%	Fator de Equivalência (f)	Equivalência de operações
< 5	72	-	-
5	7	0,1	0,7
7	3	0,5	1,5
9	7	2,0	14,0
11	5	6,0	30,0
13	4	15,0	60,0
15	1	40,0	40,0
Eixos tandem	-	-	-
19	1	15,0	15,0
100 (FC)			161,2

Portanto: $FC = \frac{\text{Equivalência} \cdot \text{de} \cdot \text{operações}}{100}$

Os diferentes veículos são classificados pelo DNER nas seguintes categorias com os seguintes fatores de veículos individuais:

Classe de veículo	F.Vi
Automóveis (Leves)	-
Caminhões leves	-
Caminhões médios	1,67

Caminhões pesados	13,17
Reboques e semi-reboques	10,12
Ônibus	0,76



Para determinar o fator de veículos (FV), através dos F.Vi para as diferentes categorias de veículos, determinadas numa estação de pesagem representativa da região e das percentagens Pi com que estas categorias ocorrem na estrada que está sendo considerada.

$$FV = \frac{\sum (P_i) \times (F.V_i)}{100}$$

2.3.4. - Fatores climáticos regionais:

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).

O coeficiente final a adotar é uma média ponderada dos diferentes coeficientes, levando-se em conta o espaço de tempo em que ocorrem.

$$FR = \left(\frac{m_s}{12}\right) \times FR_s + \left(\frac{m_c}{12}\right) \times FR_c + \left(\frac{m_t}{12}\right) \times FR_t$$

$$m_s + m_c + m_t = 12$$

Sendo:

m_s = número de meses de seca, no ano;
 m_c = número de meses de chuvas, no ano; e
 m_t = número de meses de clima temperado, no ano.
 FR_s = fator climático para os meses de seca;
 FR_c = fator climático para os meses de chuva; e
 FR_t = fator climático para os meses de clima temperado.

São sugeridos para o Brasil os seguintes fatores climáticos regionais, em função da altura média anual de chuvas em mm:

Altura média anual de chuva (mm)	Fator climático regional (FR)
Até 800	0,7
De 800 a 1500	1,4
Mais de 1500	1.8

2.4. – DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO:

O gráfico constante do *Ábaco 1* 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 $K = 1,0$, isto é, em termos de base granular. Entrando-se em abscissas, 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 total 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 metros 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 fazer a substituição, na espessura de, pelo menos 1,00 metros, por material com C.B.R. ou I.S. superior a 2.

A espessura mínima a adotar, para compactação de camadas granulares é de 10 cm, a espessura total mínima para estas camadas, quando utilizadas, é de 15 cm e a espessura máxima para compactação é de 20 cm.

Ainda no *Ábaco 1*, tem-se a 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. = 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 de pavimento necessário para protegê-lo é determinada como se este valor fosse 20 e, por esta razão, usam-se, sempre, os símbolos H_{20} , h_{20} para designar as espessuras de pavimento sobre a base e da 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 Ábaco 1 e R, pela tabela representada no item 7.1.5, as espessuras da base (B), sub-base (h_{20}) e reforço do subleito (h_n), são obtidas pela resolução sucessiva das seguintes inequações:

$$R.K_R + B.K_B \geq H_{20} \quad (1)$$

$$R.K_R + B.K_B + h_{20}K_S \geq H_n \quad (2)$$

$$R.K_R + B.K_B + h_{20}K_S + h_n K_{Ref} \geq H_m \quad (3)$$

Quando o C.B.R. da sub-base for maior ou igual a 40 e para $N \leq 10^6$, admite-se substituir na inequação (1), H_{20} , por $0,80x H_{20}$. Para $N > 10^7$, recomenda-se substituir, na inequação (1), H_{20} por $1,20x H_{20}$.

2.4.1. - Coeficientes de equivalência estrutural (k):

No método de dimensionamento empírico utilizado pelo D.N.E.R., o gráfico que relaciona Espessura do pavimento x IS ou CBR x Número de operações do eixo padrão foi determinado adotando-se um material padrão, a base granular. Assim, chama-se Coeficiente de Equivalência Estrutural um número que relaciona a espessura necessária da camada, constituída de material padrão, com espessura equivalente do material que realmente vai compor essa camada.

São os seguintes os coeficientes de equivalência estrutural para os diferentes materiais constituídos do pavimento.

Coeficiente de Equivalência Estrutural (K)

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
Sub-base granular	0,77 (1,00)
Reforço do subleito	0,71 (1,00)
Solo-cimento com resistência a compressão a 7 dias superior a 45 kg/cm ² .	1,70
Solo-cimento com resistência a compressão a 7 dias entre 45 e 28 kg/cm ² .	1,40
Solo-cimento com resistência a compressão a 7 dias entre 28 e 21 kg/cm ² .	1,20
Bases de solo-cal	1,00

Por exemplo, quando se diz que o "K" da base de solo-cimento com resistência à compressão, após sete dias de cura, é $K_B = 1,4$, deve ser interpretado: 10 cm da base de solo-cimento têm o mesmo comportamento estrutural que 14 cm ($14 = 10 \times 1,4$) da base granular que é o material padrão de $K = 1$.

Estes coeficientes são designados genericamente por:

Revestimento:	K_R
Base:	K_B
Sub-base:	K_S
Reforço:	K_{Ref}

2.4.1. - Espessura mínima de revestimento betuminoso:

Em função do número de operações (N) do eixo padrão durante o período de projeto, são as seguintes as espessuras mínimas de revestimento betuminoso, recomendadas, em termos de concreto betuminoso ou material com $K_R = 2,00$.

N	R_{min} (cm)
$N \leq 10^6$	5,0
$10^6 \leq N \leq 10^7$	7,5
$N > 10^7$	10,0

No caso de ser adotado outro tipo de revestimento betuminoso, o R_{min} recomendado anteriormente deve ser multiplicado por $2/K_R$.

Os revestimentos resultantes dessa recomendação apresentam o inconveniente de, principalmente para valores mais baixos de N, serem antieconômicos. Os valores de R_{min} foram corrigidos, resultando nas espessuras constantes da tabela a seguir.

Valores de R em função de N

N	Espessura mínima de revestimento betuminoso
$N \leq 10^6$	Tratamento superficial com 2,5 a 3,0 cm de espessura.
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimento betuminosos com 5,0 cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto betuminosos com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminosos com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminosos com 12,5 cm de espessura

No caso de adoção de tratamento superficiais, as bases granulares devem possuir alguma coesão, pelo menos aparente, seja devido à capilaridade ou a entrosamento de partículas.

2.5. – EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO:

Exemplo 2.5.1.

Calcular o número de operações do eixo padrão (N) para uma estrada que apresenta um $V_m = 1.600$ veículos/dia ($P = 20$ anos) com a seguinte composição de tráfego e fatores de veículos (Fv_i):

Classe de veículo	C (%)	F.Vi
Automóveis	50	-
Caminhões leves	4	-
Ônibus	5	0,76
Caminhões médios	32	1,67
Caminhões pesados	8	13,17
Reboques e semi-reboques	1	10,12

Exemplo 2.5.2.

Calcular o número de operações do eixo padrão (N) para uma estrada sabendo-se que:

$$V_I = 2.200 \text{ veículos/dia;}$$

$$P = 20 \text{ anos;}$$

$$t = 5\% \text{ ao ano em progressão geométrica;}$$

$$FV_i \text{ e } C\% \text{ conforme tabela.}$$

Classe de veículo	C (%)	F.Vi
Automóveis	40	-
Caminhões leves	2	-
Ônibus	9	0,76
Caminhões médios	30	1,67
Caminhões pesados	18	13,17
Reboques e semi-reboques	1	10,12

Exemplo 2.5.3.

Dimensionar o pavimento para uma estrada, em que $N = 10^3$, sabendo-se que o subleito apresenta um C.B.R. = 3 e dispondo-se de material para reforço do subleito, com C.B.R.=9, de material para sub-base, com C.B.R.= 30 e de material para base, com C.B.R.=60.

Exemplo 2.5.4.

Dimensionar o pavimento para uma estrada, em que $N = 10^6$, sabendo-se que o subleito apresenta um C.B.R. = 12 e dispondo-se de material para sub-base, com C.B.R.= 40 e de material para base, com C.B.R.=80.

Exemplo 2.5.5.

Dimensionar o pavimento para uma estrada, em que $N = 7 \times 10^6$, sabendo-se que o subleito apresenta um C.B.R. = 12 e dispondo-se de material para sub-base, com C.B.R.=20 e de material para base, com C.B.R.=80.

Exemplo 2.5.6.

Dimensionar o pavimento para uma estrada, em que $N = 6 \times 10^7$, sabendo-se que o subleito apresenta um C.B.R. = 8 e dispondo-se de material para sub-base, com C.B.R.=40 e de material para base, com C.B.R.=80.

Exemplo 2.5.7.

Dados:

Pavimentação a ser executada em um ano, entre as estacas 0 e 50 (1.000 metros).
No local a ser implantada a estrada pavimentada, foram colhidas amostra a cada 5 estacas, no eixo central (C), à esquerda (E) e à direita (D). O estudo geotécnico do subleito de um trecho de 1 km de estrada fornece os resultados constante do boletim de sondagem e do quadro resumo de resultados de ensaios transcritos nas Tabelas 1 e 2:

Tabela 1

BOLETIM DE SONDAAGEM - SUBLEITO

LOCALIZAÇÃO		FURO	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO H.R.B.
ESTACA	POSICÃO			
0	C	1	0,00 - 0,30	A - 6
0	C	1	0,30 - 1,00	A - 7-6
0	E	2	0,00 - 0,20	A - 6
0	E	2	0,20 - 1,00	A - 7-6
0	D	3	0,00 - 0,30	A - 6
0	D	3	0,30 - 1,00	A - 7-6
5	C	4	0,00 - 0,40	A - 6
5	C	4	0,40 - 1,00	A - 7-6
5	E	5	0,00 - 0,30	A - 6
5	E	5	0,30 - 1,00	A - 7-6
5	D	6	0,00 - 0,50	A - 6
5	D	6	0,50 - 1,00	A - 7-6
10	C	7	0,00 - 0,50	A - 6
10	C	7	0,50 - 1,00	A - 7-6
10	E	8	0,00 - 0,50	A - 6
10	E	8	0,50 - 1,00	A - 7-6
10	D	9	0,00 - 0,50	A - 6
10	D	9	0,50 - 1,00	A - 7-6

Tabela 1

BOLETIM DE SONDAAGEM - SUBLEITO

LOCALIZAÇÃO		FURO	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO H.R.B.
ESTACA	POSICÃO			
15	C	10	0,00 - 0,60	A - 6
15	C	10	0,60 - 1,00	A - 7-6
15	E	11	0,00 - 0,60	A - 6
15	E	11	0,60 - 1,00	A - 7-6
15	D	12	0,00 - 0,60	A - 6
15	D	12	0,60 - 1,00	A - 7-6
20	C	13	0,00 - 0,60	A - 6
20	C	13	0,60 - 1,00	A - 7-6
20	E	14	0,00 - 0,60	A - 6
20	E	14	0,60 - 1,00	A - 7-6
20	D	15	0,00 - 0,60	A - 6
20	D	15	0,60 - 1,00	A - 7-6
25	C	16	0,00 - 0,60	A - 6
25	C	16	0,60 - 1,00	A - 7-6

CONTINUA

BOLETIM DE SONDAAGEM - SUBLEITO

LOCALIZAÇÃO		FURO	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO H.R.B.
ESTACA	POSICÃO			
25	E	17	0,00 - 0,60	A - 6
25	E	17	0,60 - 1,00	A - 7-6
25	D	18	0,00 - 0,60	A - 6
25	D	18	0,60 - 1,00	A - 7-6
30	C	19	0,00 - 0,60	A - 6
30	C	19	0,60 - 1,00	A - 7-6
30	E	20	0,00 - 0,60	A - 6
30	E	20	0,60 - 1,00	A - 7-6
30	D	21	0,00 - 0,60	A - 6
30	D	21	0,60 - 1,00	A - 7-6
35	C	22	0,00 - 0,60	A - 6
35	C	22	0,60 - 1,00	A - 7-6
35	E	23	0,00 - 0,60	A - 6
35	E	23	0,60 - 1,00	A - 7-6
35	D	24	0,00 - 0,60	A - 6
35	D	24	0,60 - 1,00	A - 7-6
40	C	25	0,00 - 0,60	A - 6
40	C	25	0,60 - 1,00	A - 7-6
40	E	26	0,00 - 0,60	A - 6
40	E	26	0,60 - 1,00	A - 7-6
40	D	27	0,00 - 0,60	A - 6
40	D	27	0,60 - 1,00	A - 7-6
45	C	28	0,00 - 0,60	A - 6
45	C	28	0,60 - 1,00	A - 7-6
45	E	29	0,00 - 0,60	A - 6
45	E	29	0,60 - 1,00	A - 7-6
45	D	30	0,00 - 0,60	A - 6
45	D	30	0,60 - 1,00	A - 7-6
50	C	31	0,00 - 0,60	A - 6
50	C	31	0,60 - 1,00	A - 7-6
50	E	32	0,00 - 0,60	A - 6
50	E	32	0,60 - 1,00	A - 7-6
50	D	33	0,00 - 0,60	A - 6
50	D	33	0,60 - 1,00	A - 7-6

Tabela 2

QUADRO RESUMO DE RESULTADOS DE ENSAIOS - SUBLEITO.

LOCALIZAÇÃO		PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO H.R.B.	GRAU DE COMPACTAÇÃO (%)	C.B.R.
ESTACA	POSICÃO				
0	C	0,00 - 0,30	A - 6	100	9
0	C	0,30 - 1,00	A - 7-6	100	4
5	C	0,00 - 0,40	A - 6	102	12
5	C	0,40 - 1,00	A - 7-6	102	3
10	C	0,00 - 0,50	A - 6	100	12
10	C	0,50 - 1,00	A - 7-6	100	5

CONTINUA

Tabela 2

QUADRO RESUMO DE RESULTADOS DE ENSAIOS - SUBLEITO.

LOCALIZAÇÃO	PROFUNDIDADE	CLASSIFICAÇÃO	GRAU DE	C.B.R.
-------------	--------------	---------------	---------	--------

ESTACA	POSIÇÃO	(m)	H.R.B.	COMPACTAÇÃO (%)	
15	C	0,00 - 0,60	A - 6	104	12
15	C	0,60 - 1,00	A - 7-6	104	3
20	C	0,00 - 0,60	A - 6	103	15
20	C	0,60 - 1,00	A - 7-6	103	3
25	C	0,00 - 0,60	A - 6	103	14
25	C	0,60 - 1,00	A - 7-6	103	4
30	C	0,00 - 0,60	A - 6	101	12
30	C	0,60 - 1,00	A - 7-6	101	5
35	C	0,00 - 0,60	A - 6	100	10
35	C	0,60 - 1,00	A - 7-6	100	5
40	C	0,00 - 0,60	A - 6	105	12
40	C	0,60 - 1,00	A - 7-6	105	4
45	C	0,00 - 0,60	A - 6	102	10
45	C	0,60 - 1,00	A - 7-6	102	5
50	C	0,00 - 0,60	A - 6	99	15
50	C	0,60 - 1,00	A - 7-6	99	3

Os estudos de uma jazida para sub-base, cuja planta de situação consta da figura 1, forneceu os resultados constantes do boletim de sondagem e do quadro resumo de resultados de ensaios apresentado nas Tabelas 3 e 4:

Tabela 3

BOLETIM DE SONDAJEM - JAZIDA PARA SUB-BASE.

FURO NUMERO	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO (H.R.B.)
1	0,00 - 0,20	Silte 07 ξ
1	0,20 - 2,00	A-2-4
2	0,00 - 0,30	Silte 07 ξ
2	0,30 - 2,00	A-2-4
3	0,00 - 0,20	Silte 07 ξ
3	0,20 - 2,00	A-2-4
4	0,00 - 0,30	Silte 07 ξ
4	0,30 - 2,00	A-2-4
5	0,00 - 0,30	Silte 07 ξ
5	0,30 - 2,00	A-2-4
6	0,00 - 0,30	Silte 07 ξ
6	0,30 - 2,00	A-2-4
7	0,00 - 0,30	Silte 07 ξ
7	0,30 - 2,00	A-2-4
8	0,00 - 0,20	Silte 07 ξ
8	0,20 - 2,00	A-2-4
9	0,00 - 0,20	Silte 07 ξ
9	0,20 - 2,00	A-2-4

Tabela 4

QUADRO RESUMO DE RESULTADOS DE ENSAIO - SUB-BASE

FURO NÚMERO	PROFUNDIDADE (m)	C.B.R.
1	0,20 - 2,00	30
2	0,30 - 2,00	18
3	0,20 - 2,00	20
4	0,30 - 2,00	35
5	0,30 - 2,00	30
6	0,30 - 2,00	38
7	0,30 - 2,00	35
8	0,20 - 2,00	30
9	0,20 - 2,00	36

As larguras das camadas deverão ser:

- Revestimento: 7 metros.
- Base: 8 metros.
- Sub-base (se houver): 9 metros.
- Reforço (se houver): 10 metros.

Dados do tráfego:

Trata-se de uma via simples de duas faixas de tráfego com duas mãos de direção (2f2m) com TDMo = 1.100 veículos/dia, conforme composição apresentado na Tabela 5;

Adotar:

- Período de projeto: 10 anos.
- Taxa de crescimento do tráfego: 5% ao ano (linear).
- Fator climático regional: FR = 1,10.

Eixo simples (tonelada)	(%)	VDMi (veíc./dia)	Fator de Equivalência (f)	f x VDMi	Nº de Eixos
< 5	50				2
6	18				2
6	18				3
8	8				3
12	6				3
15	1				3
Tandem					
9	10				2
15	4				2
17	3				2
Σ	100%				

CAPÍTULO 3

CLASSIFICAÇÕES DOS SOLOS

3.1. -INTRODUÇÃO:

Pode-se dizer que, em termos de pavimentação, os solos e materiais granulares naturais são classificados, convenientemente, pelo sistema "Highway Reserch Board - HRB", adotada pela "American Association of State Highwayand Tranport Officials - AASHTO".

No nosso curso estudaremos apenas a **CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS**, pelo sistema HRB-AASHTO, obtendo-se Índice de Grupo (IG) dos materiais, em função da sua granulometria e plasticidade. Vários outros métodos poderão ser utilizados para classificar um solo. Por tratar-se do método utilizado pelo DNER, neste curso estudaremos apenas o referido método.

3.2 -CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS:

É a classificação usada pelo DNER e baseada em três propriedades: a - análise granulométrica; b - Limite de Liquidez (LL); c - Índice de Plasticidade.

Definições necessárias para esta classificação:

O Limite de Liquidez (LL) é definido como sendo o conteúdo de água expresso por porcentagem de peso, no qual o solo começa a fluir quando levemente sacudido 25 vezes em um recipiente padronizado que é elevado e deixado cair repentinamente.

O Limite de Plasticidade (LP) é definido como sendo o teor de umidade em que uma barra cilíndrica do solo pode ser rolada, sem quebrar, até que seu diâmetro seja apenas 0,317 cm. O Índice de Plasticidade (IP) é a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade:

$$IP = LL - LP$$

Estes limites de consistência ou plasticidade foram introduzidos pelo cientista sueco ATTERBERG e são determinados para o material passando na peneira nº 40 (0,42 mm).

O índice de grupo (IG), dado por uma fórmula empírica, em função da porcentagem do material que passa na peneira nº 200 (0,074 mm), do LL e do IP:

$$IG = 0,2.a + 0,005.a.c + 0,01.b.d$$

Sendo: $a = P - 35$

Isto é, porcentagem que passa na peneira nº 200, menos 35.

Se $P \leq 35\%$, anota-se 35.

$P \geq 75\%$, anota-se 75.

$$b = P - 15$$

Isto é, percentagem que passa na peneira nº 200, menos 15.

Se $P \leq 15\%$, anota-se 15.

$P \geq 55\%$, anota-se 55.

$$c = LL - 40$$

Se $LL \leq 40\%$, anota-se 40.

$LL \geq 60\%$, anota-se 60.

$$c = IP - 10$$

Se $IP \leq 10\%$, anota-se 10.

$IP \geq 30\%$, anota-se 30.

Observamos ainda que os valores de a e b são números positivos de 0 a 40, enquanto os valores de c e d são números inteiros positivos de 0 a 20.

E lembramos que:

ESTADO GASOSO	ESTADO LÍQUIDO	LL	ESTADO PLÁSTICO	LP	ESTADO SEMI-SÓLICO	ESTADO SÓLIDO
						h% → decrescente
			$IP = LL - LP$			

Para maior facilidade de classificação, podemos adotar o forma de quadrante, como segue:

EIXO VERTICAL:

à direita - solos ímpares: ($LL \geq 41\%$) A-5.

A-2-5.

A-2-7.

A-7.

à esquerda - solos pares: ($LL \leq 40\%$) A-4.

A-2-4 (A-1 e A-3).

A-2-6.

A-6.

EIXO HORIZONTAL:

em baixo: ($IP \leq 10\%$) A-2-4 (A-1 e A-3).

A-4.

A-2-5.

A-5.

em cima: ($IP \geq 11\%$) A-2-6.

A-2-6.

A-2-7.

A-7 (A-7-5 e A-7-6).

BARRAS HORIZONTAIS

parte interna: ($passando \leq 35\% \cdot na \cdot peneira \cdot 200$)

A-2-4 (A-1 e A-3).
A-2-5.
A-2-6.
A-2-7.

parte externa: ($passando \geq 36\% \cdot na \cdot peneira \cdot 200$)

A-5.
A-6.
A-7.
A-4.

**Classificação de solos segundo Highway Research Board - HRB
Representação por quadrante.**

$\leftarrow LL \leq 40\%$		$LL \geq 41\% \rightarrow$		
$P \geq 36\%$	A - 6		A - 7	IP $\geq 11\%$
			A-7-5 A-7-6	
$P \leq 35\%$	A - 2 - 6		A - 2 - 7	
	A-1-a A-1-b A-3	A - 2 - 4	A - 2 - 5	
$P \geq 36\%$	A - 4		A - 5	
				IP $\leq 10\%$

Onde: P = porcentagem que passa na peneira nº 200.

LL = Limite de Liquidez.

IP = Índice de Plasticidade.

Solos A - 7 : Se $IP \leq LL - 30$, será solo A - 7 - 5.

Se $IP \geq LL - 30$, será solo A - 7 - 6.

Solos A - 2 - 4 : com $P \leq 25$, verificar se a classificação será:

A - 1a $\rightarrow 10\% \leq P < 15\%$.

A - 1b $\rightarrow 15\% \leq P < 25\%$.

A - 3 $\rightarrow 0\% \leq P < 10\%$.

Processo de Classificação - aplicação:

1 - Um solo apresenta as seguintes propriedades: a) Porcentagem (P) de material que passa na peneira nº 200 = 65%; b) Limite de Liquidez (LL) = 32%; c) Índice de plasticidade (IP) = 13%. Classificá-lo segundo HRB e calcular o I.G..

Resolução:

1.1 - Classificá-lo segundo HRB

Com o $LL = 32\% < 40\%$ e o $IP = 13\% > 11\%$ localiza-se o quadrante.

Com a porcentagem $P = 65\%$, completa-se a classificação.

Portanto o solo analisado é do tipo **A - 6**.

1.2 - Calcular o I.G. do solo:

$$IG = 0,2.a + 0,005.a.c + 0,01.b.d$$

Onde: $a = P - 35 = 65 - 35 = 30$.

$$b = P - 15 = 65 - 15 = 50 \text{ (} P \geq 55\% \text{ , anota-se 55).}$$

$$c = LL - 40 = 32 - 40 = 0 \text{ (} LL \leq 40\% \text{ , anota-se 40).}$$

$$d = IP - 10 = 13 - 10 = 3$$

Calculando-se:

$$IG = 0,2 \times 30 + 0,005 \times 30 \times 0 + 0,01 \times 50 \times 3 = 7,2 \cong 8$$

Usualmente indica-se o valor do I.G. em número inteiro, aproximando-se para o inteiro acima, entre parêntesis.

Portanto, o solo será: **A - 6 (8)**.

Outra maneira para determinar o I.G. de um solo é utilizar a tabela a seguir:

CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS (HRB-AASHTO)												
Classificação Geral		Materiais granulares Até 35% passando na peneira nº. 200						Materiais silto-argilosos Mais de 35% passando peneira 200				
Grupos		A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7	
Subgrupos		A-1-a	A-1-b	-	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	-	-	-	A-7-5 A-7-6
%	Nº 10	< 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Nº 40	< 30	< 50	> 51	-	-	-	-	-	-	-	-
Passando Na peneira	Nº 200	< 15	< 25	< 10	< 35	< 35	< 35	< 35	> 36	> 36	> 36	> 36
	LL				< 40	> 41	< 40	> 41	< 40	> 41	< 40	> 41
Plasticidade	IP	< 6	< 6	NP	< 10	< 10	> 11	> 11	< 10	< 10	> 11	> 11
	IG	0	0	0	0	0	< 4	< 4	< 8	< 12	< 16	< 20
Principais materiais constituintes		Fragmentos de pedra, cascalho e areia		Areia fina	Cascalho e areia siltosos e argilosos			Solos Siltosos		Solos Argilosos		
Qualidade como subleito		Excelente a boa						Regular a fraca				
Valores prováveis do CBR		40 a 80 ou mais	20 a 80 ou mais	15 a 40	25 a 80		12 a 30		4 a 25		2 a 10 ou mais	2 a 15 ou menos
LEGENDA E OBSERVAÇÕES:												
< = MENOR				> = MAIOR				IG = ÍNDICE DE GRUPO				
CBR : Índice de Suporte Califórnia ("California Bearing Ratio") Limites de "Atterberg" (no material que passa na peneira nº. 40): LL = Índice de Liquidez. LP = Limite de Plasticidade. IP = Índice de Plasticidade = LL - LP. NP = Não Plástico Subgrupo A-7-5 : IP ≤ LL-30 (material elástico) Subgrupo A-7-6 : IP > LL - 30 (material sujeito a grandes variações de volume)												

PROCEDIMENTO PARA A CLASSIFICAÇÃO

No quadro acima, procurar da esquerda para a direita o grupo correto, por eliminação. O primeiro grupo, a contar da esquerda, que corresponda ao resultado dos ensaios, será a classificação correta.

CÁLCULO DO ÍNDICE DE GRUPO – IG

$[F - 35] \cdot [0,2 + 0,005 \cdot (LL - 40)] + 0,01 \cdot (F - 15) \cdot (IP - 10)$, onde:
 F = Porcentagem, em peso, passando na peneira número 200 (número inteiro).
 Quando o valor encontrado para IG for negativo, torna-se IG = 0.
 Quando o valor encontrado para IG for > 20, torna-se IG = 20.
 IG é expresso como um número inteiro e colocado, entre parênteses, em seguida à classificação do solo,
 ex. A-2-6 (4)

CAPÍTULO 4

ESTABILIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA

4.1. - ESTABILIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA:

Estabilizar um solo significa alterar alguma (s) de suas propriedades visando o melhoramento de seu comportamento sob o ponto de vista da aplicação em engenharia. A estabilização visa modificar as seguintes propriedades:

- **Aumentar a resistência;**
- **Reduzir a compressibilidade;**
- **Reduzir a sensibilidade à ação de variações externas;**
- **Modificar a permeabilidade.**

Estabilização granulométrica consiste da combinação de dois ou mais materiais (solos e/ou agregados), em proporções adequadas, visando à obtenção de um produto com características melhores que as dos de origem.

O fatores que influem no comportamento de mistura estabilizadas granulometricamente são:

- **Natureza das partículas;**
- **Estabilização da composição (consistência ótima);**
- **Propriedades físicas dos finos (LL e IP, não absorver água e não expandir);**
- **Granulometria da mistura;**
- **Permeabilidade.**

4.2. - ESPECIFICAÇÃO DE MATERIAIS ESTABILIZADOS GRANULOMETRICAMENTE:

Os materiais estabilizados granulometricamente apresentam, na maioria das especificações para obras rodoviárias, as seguintes características:

4.2.1. - GRANULOMETRIA:

É tal que forneça a maior massa específica possível. Normalmente utiliza-se a fórmula de Fuller-Talbot para determinar a curva granulométrica:

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

com: P = Porcentagem, em peso, que passa na peneira de diâmetro d ;

d = Diâmetro da peneira em questão;

D = Diâmetro máximo das partículas;

n = Coeficiente que varia entre 0,2 e 0,5

Para a determinação da faixa granulométrica, visando facilidade de mistura e posterior compactação, sugere-se o seguinte:

- **Limites para o diâmetro máximo: 24,5 mm (1") a 50,8 mm (2");**
- **Tolerância de + 10% a +40% em torno da curva granulométrica, sendo as maiores tolerâncias para os diâmetros maiores e as menores para os menores;**
- **Deve-se evitar o acúmulo de finos na mistura e, para tanto, deve-se ter: (% passada na #200)/(% passada na #40) < 2/3.**

4.2.2 - LIMITE DE LIQUIDEZ E ÍNDICE DE PLASTICIDADE:

Os ensaios sobre solos tem uso mais restrito ao diagnóstico e ao projeto de reconstruções e alargamentos.

Estes ensaios mostram a quantidade de água que o solo absorve para que ele se comporte como um material plástico ou líquido.

A plasticidade de um solo dá uma boa indicação do tipo de finos que o solo possui. Os siltes apresentam valores mais baixos que as argilas.

O Limite de plasticidade (LP) é o mínimo teor de umidade para o qual é possível moldar cilindros de solo com 3mm de diâmetro. É a umidade a partir da qual o solo passa do estado sólido para o plástico.

O Limite de Líquides (LL) é o mínimo teor de umidade para o qual o solo perde o comportamento plástico, ou seja, passa do estado plástico para o líquido.

Determina-se o (LL) utilizando o aparelho de Casagrande. O (LL) é teor de umidade para o qual a ranhura padronizada feita no solo se fecha com 25 golpes.

Para obras rodoviária temos os seguintes limites para (LL) e (IP=LL-LP):

- **Limite de Liquidez - $LL \leq 25\%$.**
- **Índice de Plasticidade - $IP \leq 6\%$.**

No caso de misturas, pode-se calcular os novos índices ponderando-se os dos componentes da mistura, ou seja:

$$LL_m = \frac{\sum (\% A_i \times LL_i \times \% \#40)}{\sum \% A_i \times \% \#40}$$

onde: LL_m = Limite de Liquidez da mistura;
 $\%A_i$ = Porcentagem que o componente entra na mistura;
 LL_i = Limite de Liquidez do componente;
 $\% \#40$ = Porcentagem passando na #40 que o componente tem

$$IP_m = \frac{\sum (\% A_i \times IP_i \times \% \#40)}{\sum (\% A_i \times \% \#40)}$$

onde: IP_m = Índice de Plasticidade da mistura;
 $\%A_i$ = Porcentagem que o componente entra na mistura;
 IP_i = Índice de Plasticidade do componente;
 $\% \#40$ = Porcentagem passando na #40 que o componente tem

4.2.3 - RESISTÊNCIA - ENSAIOS DE CBR:

É um ensaio que procura medir a resistência do solo, avaliar a capacidade de suporte do solo e permitir sua caracterização como fundação.

Trata-se de um ensaio de penetração, em velocidade constante (0,05 pol/min), de um pistão metálico de diâmetro padronizado cuja área é de (3 pol²), em uma amostra de solo compactada, dentro de um cilindro metálico de 6 polegadas de diâmetro e 7 polegadas de altura.

A amostra é compactada no cilindro, nas condições de umidade e densidade do projeto e imersa em água com 4 dias antes do ensaios de penetração, simulando a pior condição a que o pavimento estará sujeito.

Durante o período de imersão medir-se-á a expansão do corpo de prova. Após a imersão precede-se a penetração. O resultado do ensaio é obtido comparando-se as forças necessários para se efetuar a penetração de 0,1" e 0,2" da amostra, com uma brita graduada padronizada.

A mistura deverá apresentar os seguintes valores de CBR e Expansão:

Para bases: CBR $\geq 80\%$ e Expansão $\leq 0,5\%$ se $N \geq 5 \times 10^6$
 CBR $\geq 60\%$ e Expansão $\leq 0,5\%$ se $N < 5 \times 10^6$

Para sub-bases: CBR $\geq 30\%$ e Expansão ≤ 1 .

4.2.4 - ABRASÃO "LOS ANGELES":

Abrasão Los Angeles que deverá ser menor ou igual a 50%.

A principal consequência ao não atendimento das especificações é a desintegração de agregados na superfície do revestimento, ocasionando desgaste acelerado.

4.2.5 - SANIDADE:

A principal consequência ao não atendimento das especificações é a desintegração de agregados na superfície do revestimento, ocasionando desgaste acelerado.

4.2.6 - ENSAIO DE ADESIVIDADE:

A principal consequência ao não atendimento das especificações é o arrancamento dos agregados da superfície do revestimento, ocasionando desgaste acelerado.

4.3. - MÉTODO GRÁFICO DE ROTHFUCHS:

Para a estabilização mecânica de solos granulares, das bases ou sub-bases, devemos obedecer à especificação do DNER que estabelece várias faixas granulométricas.

O método gráfico de Rothfuchs pode ser aplicado ao projeto de mistura de qualquer número de agregados, consiste essencialmente, das seguinte etapas:

- **Traça-se a curva granulométrica, da mistura desejada, marcando-se, em ordenadas, em escala aritmética, as porcentagens em peso passando; em abscissas, uma escala tal, para abertura de peneiras, que a citada curva (mistura) resulta numa reta.**
- **Traça-se as curvas dos diferentes agregados no gráfico resultante.**
- **Com o auxílio de uma régua transparente, ajustam-se retas que mais se aproximem das curvas granulométricas dos diferentes agregados.**
- **Ligam-se as extremidades destas retas e as proporções com que cada agregado deve entrar na mistura são determinados em função da posição em que as retas ajustadas cortam a reta representativa da mistura desejada.**

4.3.1. - EXERCÍCIO:

Considerando as características dos agregados e solo expostas no quadro abaixo, determinar as porcentagens de cada um de forma que a mistura se enquadre na faixa "D" do DER-SP.

Considere ainda que o solo possua $LL = 30\%$ e $IP = 9\%$, e verifique se a mistura obtida se enquadra nas especificações

PENEIRA #		PORCENTAGEM QUE PASSA NAS PENEIRAS (%)					MISTURA
		GRANULOMETRIA DESEJADA		MATERIAIS DISPONÍVEIS			
		FAIXA "D"	MÉDIA	PEDRA 1	PEDRISCO	SOLO	
1"	19,10	100	100	100	-	-	100
3/8"	9,52	60 - 100	80	30	-	-	82,5
nº 4	4,76	50 - 85	67,5	1,6	100	-	75,4
nº 10	2,00	40 - 70	55	0,7	40	100	45,2
nº 40	0,42	25 - 45	35	0,7	22	85	32,4
nº 200	0,0074	5 - 20	12,5	0,6	6	16	7,2



Peneiras

1 - Verificação da quantidade de finos:

Deve-se evitar o acúmulo de finos na mistura e, para tanto, deve-se ter: (% passada na #200)/(% passada na #40) < 2/3.

2 - Cálculo do Limite de Liquidez da mistura (LL_m):

$$LL_m = \frac{\sum (\% A_i \times LL_i \times \% \#40)}{\sum \% A_i \times \% \#40}$$

3 - Cálculo do Índice de Plasticidade da mistura (IP_m):

$$IP_m = \frac{\sum (\% A_i \times IP_i \times \% \#40)}{\sum (\% A_i \times \% \#40)}$$

CAPÍTULO 5

MATERIAIS BETUMINOSOS

5.1. - MATERIAIS BETUMINOSOS:

São associações de hidrocarbonetos solúveis em bissulfeto de carbono, são subdivididos em duas categorias: os alcatrões e os asfaltos:

5.1.1. - ALCATRÕES:

São obtidos através da refinação de alcatrões brutos, que por sua vez são obtidos a partir da destilação de carvão para obtenção de gás e coque. Apresenta pequena aplicação em pavimentos no Brasil.

5.1.2. - ASFALTOS:

Podem ser naturais ou obtidos através da destilação do petróleo. São obtidos através de destilação do petróleo (fig. 5.1.2.1)

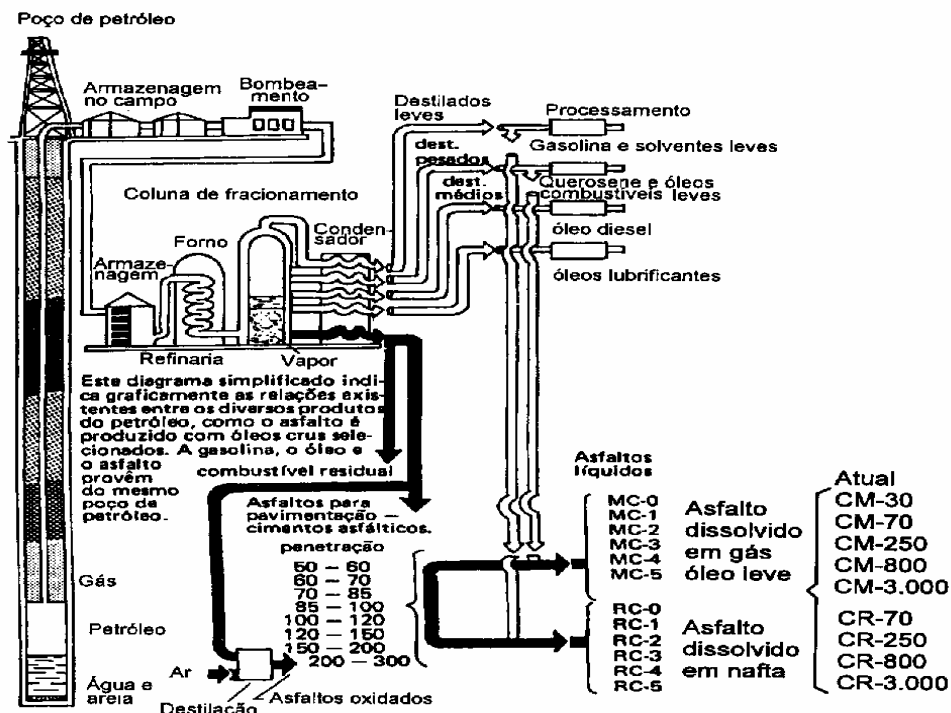


fig 5.1.2.1 – Esquema de Destilação (adaptado de SENÇO, W - 1997)

Analisando os esquemas da figura 5.1.2.1, verifica-se uma seqüência de processamento genérica que consiste no aquecimento do petróleo antes da entrada na torre, onde é parcialmente vaporizado. Em seguida, com a queda de temperatura, estabelecem-se condições para a condensação de parte dos vapores, formando correntes líquidas que são retiradas lateralmente.

Assim, as frações mais leves saem no topo, enquanto as frações pesadas, no estado líquido, escoam para a base ou fundo da torre, sendo a última o resíduo.

No caso da destilação final a vácuo, esse resíduo é levado a uma torre de vácuo que permite o processamento a temperaturas mais baixas, evitando-se o craqueamento dos hidrocarbonetos, com a conseqüente perda de propriedades aglutinantes. O produto que resta na base da torre de vácuo é um produto semi-sólido à temperatura ambiente e denominado cimento asfáltico de petróleo, CAP.

Analisando a figura 5.1.2.2, observamos a classificação resumida dos materiais betuminosos.

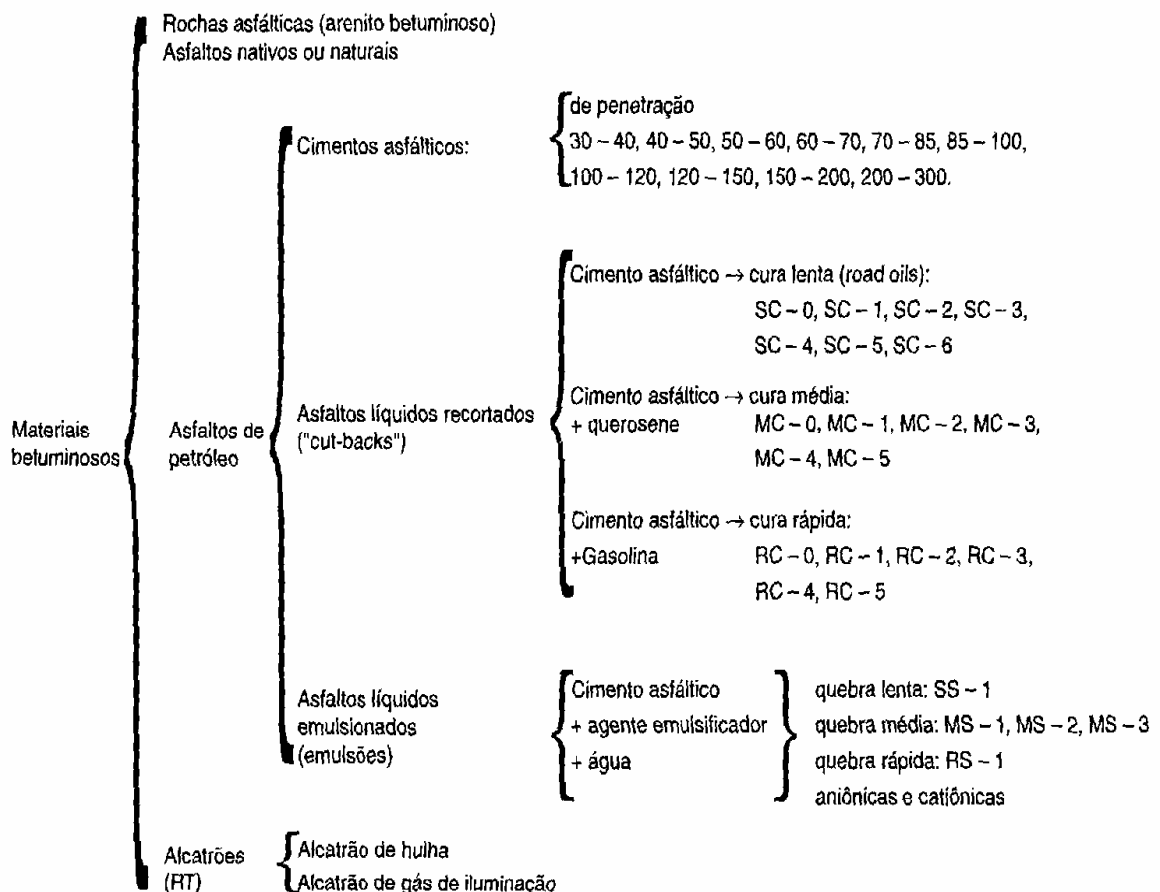


fig 5.1.2.2 – Classificação resumida dos materiais betuminosos (adaptado de SENÇO, W - 1997)

5.2. - CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO - CAP:

A Especificação Brasileira EB-78 do Instituto Brasileiro de Petróleo juntamente com ABNT, assim define o cimento asfáltico de petróleo: Cimento asfáltico de petróleo é o asfalto obtido especialmente para apresentas as qualidades e consistências próprias para o uso direto na construção de pavimento, tendo uma penetração a 25° C entre 5 e 300 sob uma carga de 100 g aplicada durante 5 segundos.

Dentre os inúmeros cimentos asfálticos, a utilização prática revelou que para um clima como o do Brasil e para os serviços de pavimentação, apenas alguns desses tipos de cimento asfálticos apresentavam interesse.

De acordo com as normas, os cimentos asfálticos utilizados no Brasil, são classificados pela viscosidade, em CAP7, CAP20 ou CAP40, conforme tabela a seguir:

CARACTERÍSTICAS	MÉTODO	TIPOS		
		CAP - 7	CAP - 20	CAP - 40
Viscosidade a 60°C, poise	MB-827	700-1.500	2.000-3.500	4.000-5.000
Viscosidade Saybolt Furos,s, 135°C, min	MB-517	100	120	170
Viscosidade Saybolt Furos,s, 177°C	MB-517	15-60	30-150	40-150
Penetração, 100g, 5s, 25°C, o,1mm, mín	MB-107	90	50	30
Ponto de Fugor, °C, mínimo	MB-50	220	235	235
Teor de betume, % em peso, mínimo	MB-166	99,5	99,5	99,5
Índice de Suscetibilidade Térmica		(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)

5.3. - ASFALTOS DILUÍDOS OU RECORTADOS:

São asfaltos que resultam da diluição de um cimento asfáltico de petróleo por destilados leves de petróleo, em frações que se aproximam da nafta, do querosene e do diesel, com o objetivo de reduzir temporariamente sua viscosidade, facilitando sua aplicação, geralmente exigindo temperatura menores que a do cimento asfáltico nesta aplicação (fig. 5.3.1).

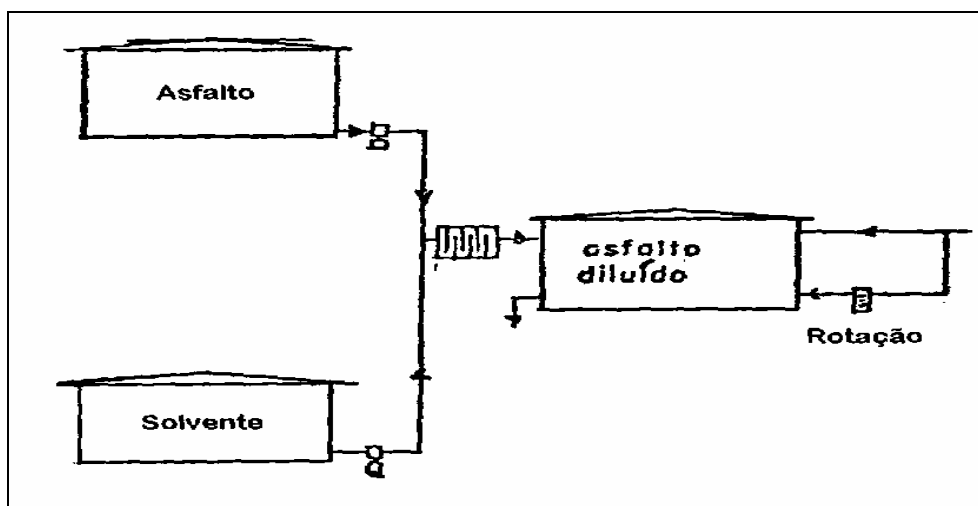


fig 5.3.1 – Esquema de fabricação de asfaltos diluídos (adaptado de SENÇO, W - 1997)

De acordo com o tempo de cura, determinado pela natureza do diluente utilizado, os asfaltos recortados classificam-se em:

5.3.1. - CL - asfaltos recortados de cura lenta

Antiga SC – Slow Curing, nenhum interesse apresentavam para pavimentação, tendo como diluente o óleo – em geral, o óleo diesel.

5.3.2. - CM - asfaltos recortados de cura média

Antiga MC – Médium Curing, tem como solvente o querosene

5.3.3. - CR - asfaltos recortados de cura rápida

Antiga RC – rapid Curing, tem como solvente principal uma nafta na faixa de destilação da gasolina

A escolha de um determinado tipo de asfalto diluído dependerá do tempo de cura e susceptibilidade à temperatura, associada à consistência do resíduo final.

É evidente que um CM-30, um CM-70 ou um CR-30 apresentam facilidades de aplicação devido às baixas temperaturas que exigem para isso. Em contrapartida, são produtos que podem não corresponder economicamente, tendo-se em vista a alta porcentagem de diluente, o qual, em última análise é material que será consumido no serviço, por evaporação.

As quantidades de asfaltos e diluente nos asfaltos diluídos são, em média, as seguintes (tabela 5.3.3.1).

Tipo		Asfalto (%)	Diluyente (%)
CR	CM		
-	30	52	48
70	70	63	37
250	250	70	30
800	800	82	18
3000	3000	86	14

Tabela 5.3.3.1 – Quantidade de asfaltos e diluentes (SENÇO, W - 1997)

5.4 - EMULSÕES ASFÁLTICAS:

São dispersões coloidais de uma fase asfáltica em uma fase aquosa ou vice-versa, obtidas a partir da mistura, em meio intensamente agitado, de asfalto aquecido com água, na presença de emulsificantes.

Os emulsificantes têm a finalidade de dar estabilidade à mistura, favorecer a dispersão, revestir os glóbulos de asfalto com uma película protetora e conferir a eles uma carga elétrica.

Em função da carga elétrica das partículas, as emulsões podem ser catiônica (+), aniônicas (-) ou não iônicas (sem carga).

Quando a emulsão é aplicada sobre os agregados, o asfalto nela contido tende a se coagular e a água evapora deixando sobre o agregado uma película. A esse fenômeno de separação do asfalto da água dá-se o nome de **Ruptura** da emulsão (fig. 5.4.1).

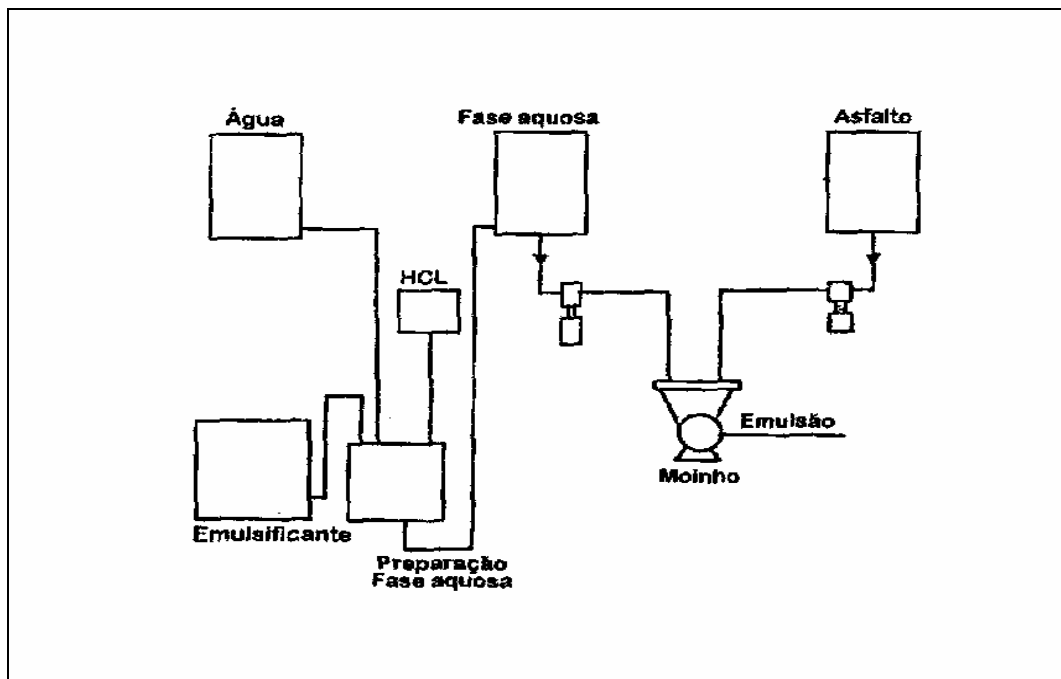


fig 5.4.1 – Esquema de fabricação de emulsões (adaptado de SENÇO, W - 1997)

De acordo com a estabilidade, ou tempo de ruptura, as emulsões são classificadas em três grupos:

- RR - emulsões de ruptura rápida (RS - Rapid Setting);
- RM - emulsões de ruptura média (MS - Medium Setting);
- RL - emulsões de ruptura lenta (SS - Slow Setting).

5.5. – PRINCÍPIOS ENSAIOS:

5.5.1. – PARA CONTROLE DE CIMENTO ASFÁLTICOS DE PETRÓLEO - CAPs

Vários são os ensaios em materiais asfálticos:

5.5.1.1. - Penetração:

É um dos ensaios fundamentais, embora as especificações atuais procurem pelo menos colocar em paralelo a viscosidade cinemática para a classificação dos asfaltos diluídos. Não consegue isoladamente caracterizar perfeitamente um CAP, porém dá uma idéia da "DUREZA" do CAP (figura 5.5.1.1)

- **Carga de 100 g;**
- **Temperatura de 25° C; e**
- **Tempo de aplicação da carga de 5 segundos.**

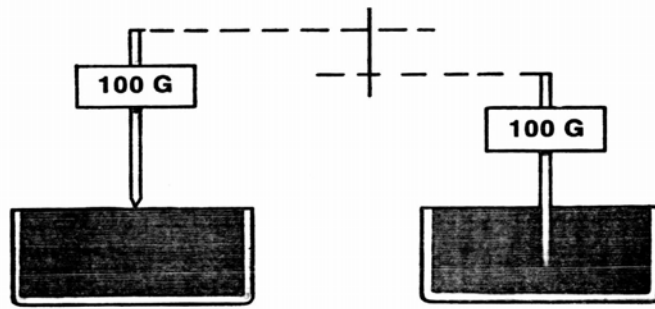


Fig 5.5.1.1. Ensaio de Penetração.

5.5.1.2. - Espuma:

Utilizado para verificar a existência de água no CAP. A presença de água é perigosa durante o aquecimento, podendo causar acidentes.

5.5.1.3. - Densidade:

Utilizado para transformar unidades gravimétricas em volumétricas e também para cálculo da densidade teórica e do volume de vazios.

5.5.1.4. - Solubilidade:

Em bissulfeto de carbono (tricloroetileno ou ainda tetracloreto de carbono). Utilizado para verificar a pureza do CAP, ou seja, mede-se o teor de betume contido no asfalto.

5.5.1.5 - Ponto de Fulgor:

É definido como a menor temperatura em que ocorre um lampejo provocado pela inflamação dos vapores que se desprendem de uma amostra, durante o aquecimento, pela passagem de uma chama-piloto de diâmetro entre 3,2 e 4,8 mm (fig. 5.5.1.5). Geralmente o CAP começa a liberar gases inflamáveis com temperaturas maior que 230° C.

É utilizado para determinar qual a temperatura máxima a que o asfalto pode ser aquecido sem perigo de incêndio, o que é um dado importantíssimo não só do ponto de vista da segurança, mas também do ponto de vista econômico.

Serve também para verificar a contaminação do CAP por solventes (a temperatura de ponto de fulgor diminuirá).

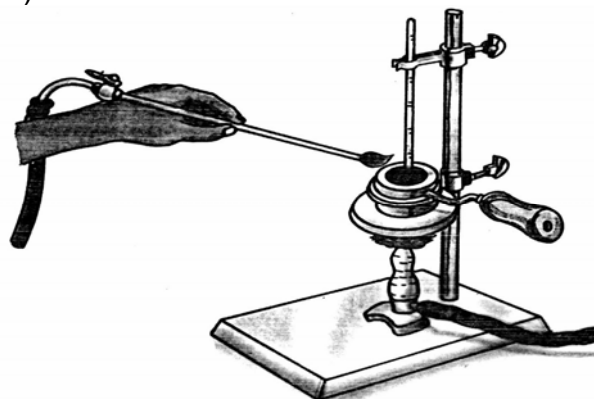


Fig 5.5.1.5. Ponto de fulgor.

5.5.1.6. - Ductilidade:

É a propriedade do material suportar grandes deformações sem ruptura. Caracteriza resistência à tração e a flexibilidade do CAP. Quanto mais dúctil maior a flexibilidade (fig. 5.5.1.6).

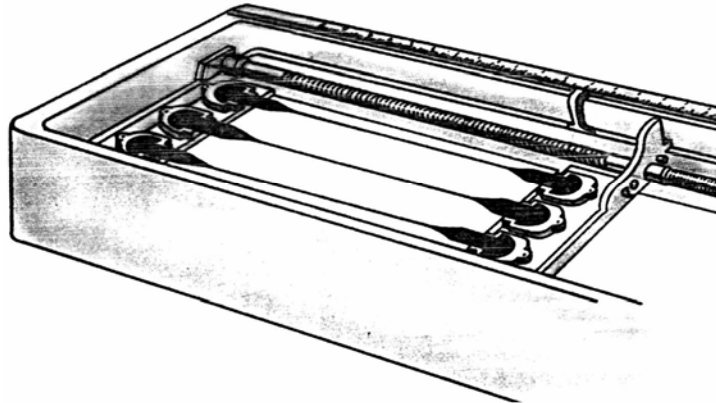


Fig 5.5.1.6. Ensaio de ductilidade.

5.5.1.7. – Ponto de Amolecimento anel e bola:

Tem a finalidade de estabelecer uma temperatura de referência para o qual os asfaltos tornam-se fluídos, similar à temperatura de fusão dos materiais (que não é bem definida nos CAPs) (fig. 5.5.1.7).

Os CAPs em suas respectivas temperaturas de PA – Ponto de Amolecimento têm, aproximadamente, a mesma penetração.

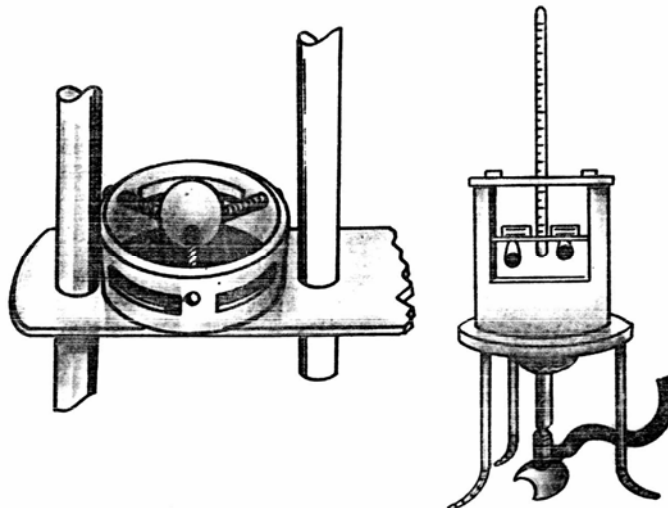


Fig 5.5.1.7. Ensaio para determinação do ponto de amolecimento.

5.5.1.8. – Efeito do calor e do ar:

Dá uma idéia do envelhecimento do CAP durante a mistura na usina e durante sua vida em serviço. Consiste do aquecimento, em estufa ventilada, de uma amostra de CAP (película fina) por um determinado tempo. Após isso se medem a variação de peso e de penetração em relação ao CAP original.

5.5.1.9. - Viscosidade Saybolt-Furol:

É o tempo necessário, medido em segundos, para que uma determinada quantidade de material asfáltico (60 ml) leva para fluir, de modo contínuo, no viscosímetro Saybolt-Furol, através de um orifício padronizado (4,3 mm), sob condições específicas.

O objetivo principal desse ensaio de viscosidade é determinar o estado de fluidez dos asfaltos nas temperaturas em que usualmente são trabalhados nos diversos serviços.

5.5.1.10. - Viscosidade Absoluta:

É a relação entre a tensão de cisalhamento aplicada e a velocidade de distorção de um líquido viscoso colocado entre duas placas paralelas. É medida em poise (dina/cm².s ou g/cm.s).

5.5.1.11. - Viscosidade Cinemática:

É a viscosidade absoluta dividida pela massa específica do líquido, é expressa em stokes (cm²/s).

5.5.2. – PARA CONTROLE DE EMULSÕES

Vários são os ensaios em emulsões asfálticas:

5.5.2.1. – Carga da Partícula:

Tem a finalidade de determinar a polaridade dos glóbulos.

5.5.2.2. – Peneiramento:

Tem a finalidade de verificar a presença de glóbulos de asfalto com grandes dimensões. Utiliza-se a peneira 0,84 mm;

5.5.2.3. – Sedimentação:

Verifica a estabilidade de uma emulsão em relação à estocagem prolongada.

5.5.2.4. - Viscosidade Saybolt-Furol:

É o tempo necessário, medido em segundos, para que uma determinada quantidade de material asfáltico (60 ml) leva para fluir, de modo contínuo, no viscosímetro Saybolt-Furol, através de um orifício padronizado (4,3 mm), sob condições específicas. Os resultados devem ser analisados com cuidado pois são influenciados no caso da emulsão romper-se durante a passagem pelo orifício.

5.5.2.5. - Desemulsão:

Tem a finalidade de classificar emulsões catiônicas de ruptura rápida e média, ou seja, determina a velocidade de ruptura dessas emulsões.

5.6. - ENSAIOS EM MISTURAS ASFÁLTICAS:

5.6.1. – Dosagem Marshall

No capítulo 6 estudaremos o método de dosagem de material betuminoso proposto por Marshall e utilizado ainda hoje para determinação da porcentagem de material betuminoso numa mistura asfáltica.

CAPÍTULO 6

DOSAGEM MARSHALL

6.1 - MARSHAL TEST (DOSAGEM)

A dosagem de um material betuminoso utiliza-se do método proposto por Marshall. Após estabilizar (pelo método gráfico ou de Rothfuchs) um solo, enquadrando-o numa faixa especificada pelo DER-DNER, necessitamos determinar a quantidade de material betuminoso na composição do Concreto Asfáltico de Petróleo.

O método proposto por Marshall pode ser dividido nas seguintes etapas:

6.1.1 - Determinação da mistura dos agregados:

Realizada a mistura dos materiais que serão utilizados como agregados, pelo método gráfico, passa-se para a dosagem da mistura.

6.1.2 - Determinação da Superfície específica do agregado:

$$S = \frac{0,17G + 0,33g + 2,70A + 12a + 135f}{100} \quad (6.1)$$

Onde:

S = Superfície específica do agregado (m^2/kg);

G = Porcentagem retida na peneira de malha # 9,52 mm;

g = Porcentagem passada na peneira de malha # 9,52 mm e retido na peneira de malha # 4,76 mm;

A = Porcentagem passada na peneira de malha # 4,76 mm e retido na peneira de malha # 0,297 mm;

a = Porcentagem passada na peneira de malha # 0,297 mm e retido na peneira de malha # 0,074 mm;

f = Porcentagem passada na peneira de malha # 0,074 mm.

6.1.3 - Determinação do Teor provável de material betuminoso:

Se a partícula for grande a espessura da película de material betuminoso é maior que a película para partículas menores. O Teor provável de material betuminoso será obtido pela fórmula empírica (6.2).

$$T_{ca} = m.S^{1/5} \quad (6.2)$$

Onde: m = Módulo de riqueza (3,75 a 4,00)
 T_{ca} = Teor de betume em relação à massa do agregado.

Como o teor de betume foi calculado empiricamente para um material com densidade de 2,65, corrige-se, se necessário, o teor de material betuminoso, devido à densidade do agregado mineral utilizado, dado pela fórmula (6.3).

$$T'_{ca} = 2,65 \times \frac{T_{ca}}{d_{am}} \quad (6.3)$$

Onde: d_{am} = Densidade do agregado mineral.

Faz-se a média ponderada dos três (6.3) agregados que compõem a mistura para a determinação da densidade do agregado mineral (d_{am}).

6.1.4 - Determinação da Porcentagem de asfalto em relação à mistura:

Com o teor de asfalto corrigido, calcula-se a porcentagem de asfalto em relação à mistura, que é obtida pela fórmula (6.4).

$$P_{ca} = \frac{100 \times T'_{ca}}{100 + T'_{ca}} \quad (6.4)$$

Estimado o teor provável de asfalto (P_{ca}), moldam-se baterias de 3 Corpos de Prova para cada teor de material betuminoso, segundo quadro a seguir:

$P_{ca} - 1,0\%$	$P_{ca} - 0,5\%$	P_{ca}	$P_{ca} + 0,5\%$	$P_{ca} + 1,0\%$
------------------	------------------	----------	------------------	------------------

6.2. - EXERCÍCIO:

Considerando as características dos agregados e solo expostas no quadro abaixo, determinar as porcentagens de cada um de forma que a mistura se enquadre na faixa "C" do DER-SP.

Determinar o teor de asfalto para a mistura, utilizando o método da superfície específica (Marshall test).

PENEIRA #	PORCENTAGEM QUE PASSAM NAS PENEIRAS (%)	MISTURA
-----------	---	---------

		GRANULOMETRIA DESEJADA		MATERIAIS DISPONÍVEIS			
		FAIXA "C"	MÉDIA	PEDRA 1	PEDRISCO	SOLO	
3/4"	19,1	100		100	-	-	
1/2"	12,7	85 - 100		59			
3/8"	9,52	*		30	-	-	
nº 4 (3/16")	4,76	50 - 80		1,6	100	-	
nº 10	2,00	30 - 65		0,7	40	100	
nº 40	0,42	15 - 40		0,7	22	85	
nº 80	0,18	10 - 25		0,7	10	40	
nº 200	0,0074	4 - 10		0,6	6	16	

(*) Para a faixa "C" - DER não existe o controle na peneira de 3/8".

Resolução:

Utilizando os conceitos de estabilização através de mistura de materiais granulares pelo método gráfico de Rothfuchs, temos:

Gráfico de Rothfuchs

MATERIAL	PORCENTAGEM
Pedra 1	
Pedrisco	
Solo	

PENEIRA #	PORCENTAGEM QUE PASSAM NAS PENEIRAS (%)	MISTURA
-----------	---	---------

		GRANULOMETRIA DESEJADA		MATERIAIS DISPONÍVEIS			
		FAIXA "D"	MÉDIA	PEDRA 1	PEDRISCO	SOLO	
3/4"	19,1	100	100	100	-	-	
1/2"	12,7	85 - 100	92,5	59			
3/8"	9,52			30	-	-	
nº 4 (3/16")	4,76	50 - 80	65	1,6	100	-	
nº 10	2,00	30 - 65	47,5	0,7	40	100	
nº 40	0,42	15 - 40	27,5	0,7	22	85	
nº 50	0,297						
nº 80	0,18	10 - 25	17,5	0,7	10	40	
nº 200	0,0074	4 - 10	7	0,6	6	16	

TABELA 1

(*) Interpolado para cálculo da superfície específica (S).

6.2.1 - Determinação da Superfície específica do agregado:

$$S = \frac{0,17G + 0,33g + 2,70A + 12a + 135f}{100} \quad (1)$$

$G =$

$g =$

$A =$

$a =$

$F =$

Substituindo em (1), temos:

6.2.2 - Determinação do Teor provável de material betuminoso:

$$T_{ca} = m \cdot S^{1/5} \quad (2)$$

Adotando: $m = 3,75$.

Substituindo em (2), temos:

Como o valor do teor provável de material betuminoso foi determinado empiricamente para um material com densidade de 2.65, devemos corrigir a quantidade do material betuminoso.

$$T'_{ca} = 2,65 \times \frac{T_{ca}}{d_{am}} \quad (3)$$

Para os materiais ensaiados temos que:

$$\begin{aligned} d_{am} &= 2,710 \text{ (para agregado).} \\ d_b &= 1,018 \text{ (para betume).} \end{aligned}$$

Substituindo em (3) temos:

6.2.3 - Determinação da Porcentagem de asfalto em relação à mistura:

$$P_{ca} = \frac{100 \times T'_{ca}}{100 + T'_{ca}} \quad (4)$$

Substituindo em (4) temos:

Com o teor provável de asfalto (P_{ca}), determinado segundo o método da superfície específica, foram moldados baterias com 3 Corpos de Prova para os seguintes teores de material betuminoso (em peso de asfalto):

--	--	--	--

Os resultados referentes aos ensaios encontra-se na quadro 2. Calcular a Densidade da Aparente de Mistura (d); Densidade Máxima Teórica (Dt); Volume de Vazios (VV); Porcentagem de Vazios do Agregado Mineral (Vb); Relação Betume Vazios (RBV). Montar os gráficos e determinar qual o teor de betume:

				(A)	(B)	(C)	(D)	(E)		
CP	TEOR DE ASFALTO (%)	MASSA AO AR (g)	MASSA IMERSA (g)	d	D_t	VV (%)	Vb (%)	RBV (%)	E (kg)	f
1	5,0	1296,0	740,0						1504	10
2	5,0	1296,7	742,0						1479	12
3	5,0	1296,3	741,0						1491	11
MÉDIA										
4	5,5	1295,1	748,0						1598	15
5	5,5	1295,5	749,0						1624	14
6	5,5	1295,3	747,0						1611	14
MÉDIA										
7	6,0	1287,3	747,0						1572	17
8	6,0	1296,8	753,0						1650	18
9	6,0	1292,1	750,0						1611	17
MÉDIA										
10	6,5	1289,0	746,0						1467	22
11	6,5	1288,6	746,0						1572	21
12	6,5	1288,8	746,0						1520	21
MÉDIA										

TABELA 2

6.2.4 - Determinação das densidades aparente da mistura:

Com os corpos de prova, após determinadas às densidades individuais (6.5), faz-se uma média, para os diversos teores. Coluna (A).

$$d = \frac{M_{ar}}{M_{ar} - M_{\acute{a}gua}} \quad (6.5)$$

Onde: M_{ar} = massa ao ar.
 $M_{\acute{a}gua}$ = massa submersa na água.

6.2.5 - Determinação da densidade máxima teórica:

Conhecendo-se as densidades dos diversos componentes, agregados graúdos (%ag), agregados finos (%af), filler (%f), betume (%b), calcula-se a densidade máxima teórica pela fórmulas (6.6), utilizada quando tem-se as densidades dos diversos materiais ou a fórmula (6.7), utilizada quando temos a densidade do agregado mineral da mistura.

$$D_t = \frac{100}{\frac{\%ag}{d_{ag}} + \frac{\%af}{d_{af}} + \frac{\%f}{d_f} + \frac{\%b}{d_b}} \quad (6.6)$$

ou

$$D_t = \frac{100}{\frac{(\%ag - \%b)}{d_{am}} + \frac{\%b}{d_b}} \quad (6.7)$$

Onde: %ag = Porcentagem de agregado graúdo na mistura;
 %af = Porcentagem de agregado fino na mistura;
 %f = Porcentagem de filler na mistura;
 %b = Porcentagem de betume na mistura;
 d_{ag} = Densidade do agregado graúdo;
 d_{af} = Densidade do agregado fino;
 d_f = Densidade do filler;
 d_b = Densidade do betume.
 d_{am} = Densidade do Agregado Mineral.

Para o exemplo, utilizando (7), os resultados serão colocados na coluna (B).

6.2.6 - Volume de vazios:

Comparando-se a densidade teórica (D_t) com a densidade aparente (d), pode-se determinar o volume de vazios da mistura, utilizando-se a fórmula (6.8). Coluna (C).

$$VV = 100 \times \frac{(D_t - d)}{D_t} \quad (6.8)$$

6.2.7 - Porcentagem de vazios do agregado mineral:

Coluna (D).

$$V_b = \frac{d \times \%b}{d_b} \quad (6.9)$$

6.2.8 - Relação betume vazios:

Coluna (E).

$$RBV = \frac{100 \times V_b}{VV + V_b} \quad (6.10)$$

Após os cálculos, obtemos a tabela abaixo:

DENSIDADE AGREGADO MINERAL
DENSIDADE BETUME

$$d_{am} = 2,710$$

$$d_b = 1,018$$

				(A)	(B)	(C)	(D)	(E)		
CP	TEOR DE ASFALTO (%)	MASSA AO AR (g)	MASSA IMERSA (g)	d	D_t	VV (%)	Vb (%)	RBV (%)	E (kg)	f
1	5,0	1296,0	740,0						1504	10
2	5,0	1296,7	742,0						1479	12
3	5,0	1296,3	741,0						1491	11
MÉDIA		1296,3	741,0						1491	11
4	5,5	1295,1	748,0						1598	15
5	5,5	1295,5	749,0						1624	14
6	5,5	1295,3	747,0						1611	14
MÉDIA		1295,3	748,0						1611	14
7	6,0	1287,3	747,0						1572	17
8	6,0	1296,8	753,0						1650	18
9	6,0	1292,1	750,0						1611	17
MÉDIA		1292,1	750,0						1611	17
10	6,5	1289,0	746,0						1467	22
11	6,5	1288,6	746,0						1572	21
12	6,5	1288,8	746,0						1520	21
MÉDIA		1288,8	746,0						1520	21

TABELA 3

6.2.9. - Gráficos:

Com os dados obtidos nos itens anteriores, traça-se os seguintes gráficos:

6.2.9.1. - Gráfico 1: Densidade aparente (d) x teor de betume:

Adotar, na medida do possível da densidade aparente a maior possível.

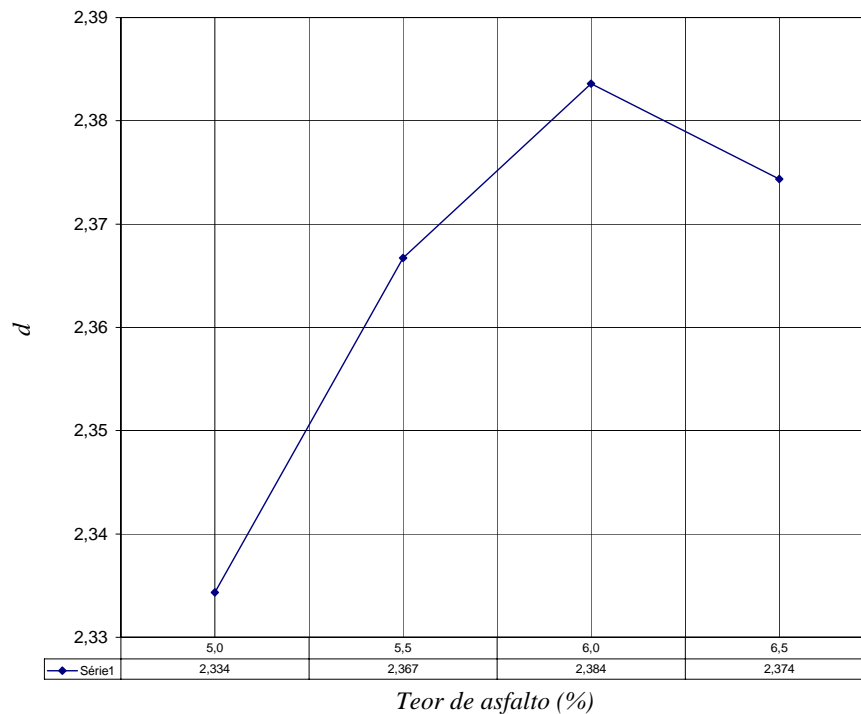


Gráfico 1

6.2.9.2. - Gráfico 2: Volume de Vazios (VV) x teor de betume:

Adotar, para o volume de vazios valores entre 3% e 5%.

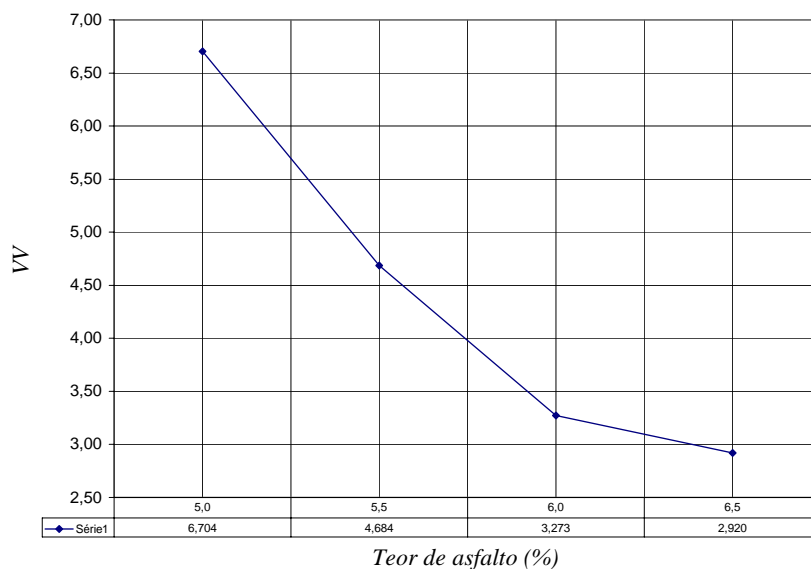


Gráfico 2

6.2.9.3. - Gráfico 3: Relação Betume Vazios (RBV) x teor de betume;

Adotar, para a relação betume vazios o intervalo entre 75% e 85%.

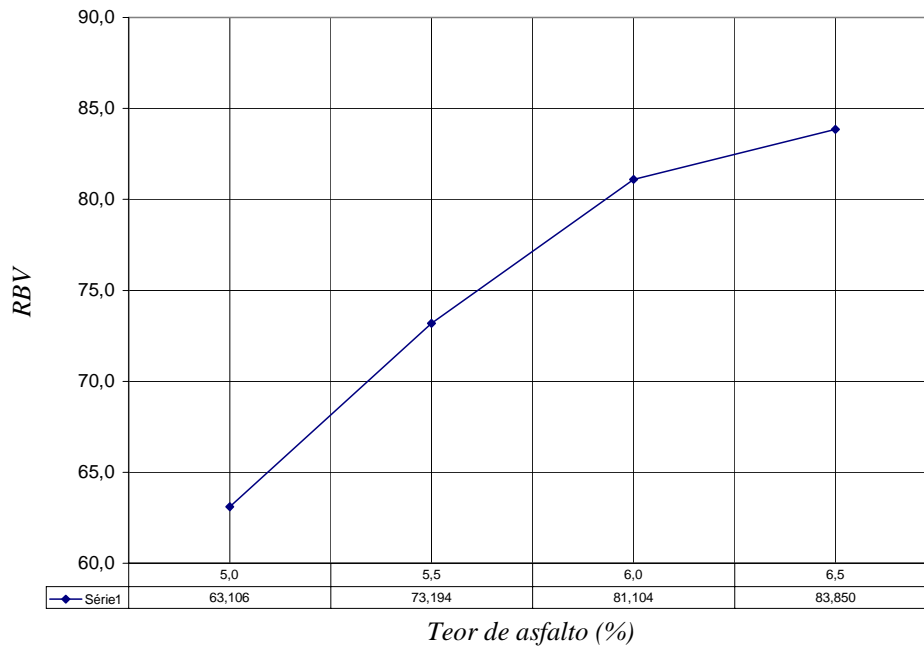


Gráfico 3

6.2.9.4. - Gráfico 4: Esforço de ruptura do corpo de prova (E) x teor de betume;

Adotar, para tráfego leve $E \geq 500$ kgf; para tráfego pesado $E \geq 750$ kgf.

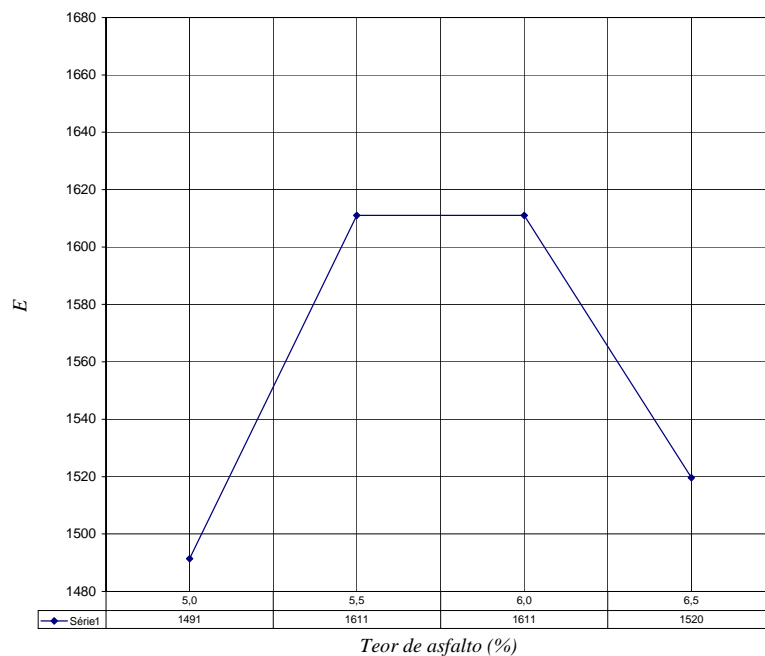


Gráfico 4

6.2.9.5. - Gráfico 5: Fluência (f) x teor de betume.

Adotar, para a fluência o intervalo entre 8 e 16 (0,01").

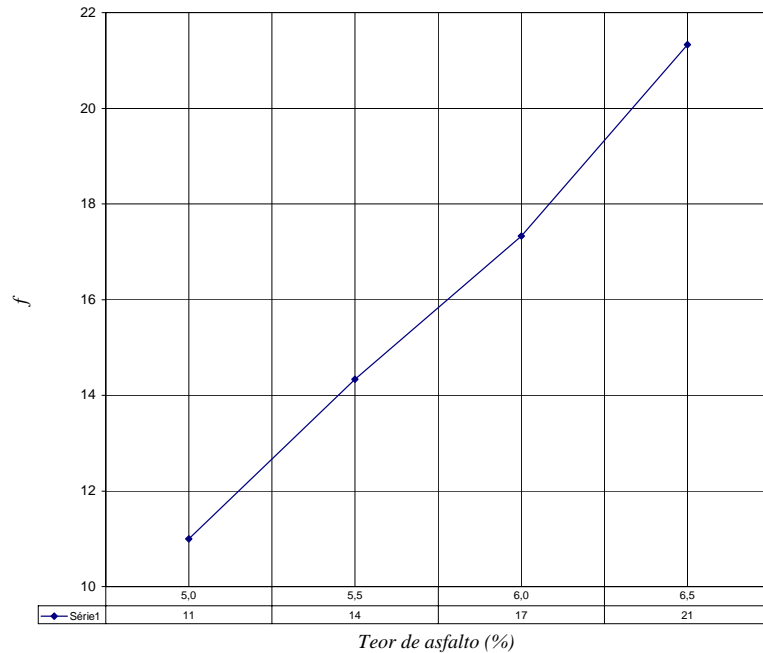


Gráfico 5

Determinação do teor de betume:

- 1 - No gráfico (2) determinar os teores de betume para o intervalo $3\% \leq VV \leq 5\%$;
- 2 - No gráfico (3) determinar os teores de betume para o intervalo $75\% \leq RBV \leq 85\%$;
- 3 - No gráfico (5) determinar os teores de betume para o intervalo $8 \leq f \leq 16$.

Teremos um intervalo para o teor de betume. Adotar o teor de betume equivalente à máxima densidade. Deve-se observar o tipo de solicitação do pavimento. Adotar maiores densidades quando o tráfego é de leve a médio. Para tráfego pesado adotar menores densidades.

Portanto, para o exemplo, teremos:

Teor de betume =

Densidade aparente =

CAPÍTULO 7

DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO RÍGIDO

7.1. – INTRODUÇÃO:

Os precursores do pavimento de concreto foram os ingleses (1.865). O relativo sucesso então alcançado fez com que somente de 1.894 fosse construído o primeiro pavimento de concreto nos Estados Unidos, quando o material de enchimento de um macadame foi enrijecido com cimento.

O concreto de cimento, de comportamento já testado em obras sujeitas a cargas estáticas, não apresenta o mesmo desempenho sob cargas repetidas e dinâmicas. Só quando o dimensionamento dos pavimentos passou a Ter como base, as cargas não pelo seu valor estático, mas também pelo número de repetições, ocasionando o rompimento pelo efeito da fadiga, é que os pavimentos de concreto deixaram de constituir-se em uma aventura.

O pavimento rígido, por definição, deve:

- ***Resistir e distribuir os esforços verticais oriundos do tráfego;***
- ***Melhorar as condições de rodagem, quanto ao conforto e a segurança, e;***
- ***Resistir aos esforços horizontais (desgastes), dando durabilidade à superfície de rolamento.***

Os pavimentos rígidos têm sensível rigidez à flexão, não podendo sofrer deformações sem romper-se, trabalhando assim, à tração, fator preponderante para o dimensionamento, onde analisam-se três (3) fatores:

- ***Propriedades do concreto:***
 - Módulo de ruptura à tração na flexão;
 - Idade do concreto;
- ***A fundação do pavimento (subleito); e***
- ***O tráfego.***

Estudaremos no nosso curso apenas dois (2) métodos de dimensionamento:

7.2. - DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO RÍGIDO:

7.2.1. - PELO MÉTODO DO CONSUMO DE RESISTÊNCIA À FADIGA (CRF):

A passagem de um veículo pesado não implica necessariamente dano ou ruptura de um pavimento. A repetição de passagens de veículos pode levar, a partir de certo número, àquele dano ou rompimento por fadiga. Experiências realizadas nesse sentido mostram que:

- Quando as tensões repetidas de tração na flexão ou de compressão não excedem de 50% (cinquenta por cento) o módulo de ruptura MR, o concreto suporta um número ilimitado de repetições de carga, sem representar sinais de ruptura. Ao contrário, esse esforço repetido pode até reforçar as condições estruturais do concreto;
- Quando as tensões repetidas superam de 50% a 55% o módulo de ruptura, o concreto rompe por fadiga, após um certo número dessas repetições;

A seqüência de cálculo para se obter o Consumo de Resistência à Fadiga (CRF), ou seja, quanto dessa resistência será consumida com a passagem de determinada carga por um determinado número de vezes no período de projeto, que é à base do método de dimensionamento de pavimentos rígidos da *Portland Cement Association - PCA*, que tem por fundamento a teoria de Westergaard e leva, assim, em conta a resistência à tração na flexão para o cálculo da espessura da placa de concreto. Foi desenvolvido por G. Pickett a partir dos fundamentos de Westergaard, podendo assim ser resumida:

- Determinar o Módulo de Ruptura do Concreto (MR);
- Determinar as tensões resultantes das cargas pesadas aplicadas;
- Obter o número de repetições admissíveis para cada classe da carga por eixo e as relações entre as tensões resultantes e o (MR);
- Calcular as porcentagens do (CRF) para cada classe de carga por eixo, relacionando o número de repetições previstas com o número de repetições permissíveis. A soma dessas porcentagens dará o consumo total de fadiga, em porcentagem;
- No método citado, a porcentagem de consumo de resistência à fadiga será aceitável se for:
 - Inferior a 125%, para MR de 28 dias de cura, MR₂₈;
 - Inferior a 100%, para MR de 90 dias de cura, MR₉₀;

O (CRF) é calculado levando em conta, inicialmente, as tensões críticas que agem na placa e que, como já visto, são tensões de tração na flexão críticas que agem na placa. Essas tensões de tração são relacionadas com o módulo de ruptura do concreto (MR).

Nos inúmeros estudos realizados foi possível ver que quando a relação tensão de tração (τ_f)/módulo de ruptura (MR) decresce, aumenta o número de solicitações necessárias para que ocorra a ruptura por fadiga, permitindo a estimativa, para cada tipo de carga de roda, do número de repetições que provocaria o rompimento por fadiga (tabela 5).

TABELA 5

Relação de tensões de tração e número admissível de repetições de carga.

Relação de Tensões (*)	Número. Admissível de Repetições de Carga	Relação de Tensões (*)	Número. Admissível de Repetições de Carga
0,50	ILIMITADO	0,68	3.500
0,51	400.000	0,69	2.500
0,52	300.000	0,70	2.000
0,53	240.000	0,71	1.500
0,54	180.000	0,72	1.100
0,55	130.000	0,73	850
0,56	100.000	0,74	650
0,57	75.000	0,75	490
0,58	57.000	0,76	360
0,59	42.000	0,77	270
0,60	32.000	0,78	210
0,61	24.000	0,79	160
0,62	18.000	0,80	120
0,63	14.000	0,81	90
0,64	11.000	0,82	70
0,65	8.000	0,83	50
0,66	6.000	0,84	40
0,67	4.500	0,85	30

(*) Igual à tensão de tração na flexão devida à carga dividida pelo módulo de ruptura (MR)

Convém salientar que, quando essa relação é inferior a 0,50 ou seja, quando as tensões de tração não superam metade do módulo de ruptura, o número de repetições de carga permitido é ilimitado, o que significa que veículos de passageiros ou mesmo outros pouco mais pesados não chegam a influenciar o dimensionamento; isto, aliás, foi observado também nos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis.

7.2.1.1. SUBLEITO

Considerando que a placa de concreto exerce as funções de base e de revestimento e se apóia sobre uma sub-base, será exporto neste item o conjunto subleito e sub-base.

De acordo com os estudo de Westergaard, as tensões de tração na placa dependem, ontre outros fatores, da deformação dessa placa por flexão, e essa deformação depende também do coeficiente de recalque do material de suporte.

A correlação mais utilizada para a determinação do coeficiente de recalque do subleito é aquela entre o coeficiente de recalque do solo e o CBR, Califórnia Bearing Ratio, por

reduzir drasticamente os trabalhos de determinação das características dos materiais do subleito e permite a utilização de Ábacos (ver Ábacos 2, 3, 4, 5)

A partir do coeficiente de recalque do material do subleito e da espessura da sub-base, pode-se determinar diretamente o coeficiente de recalque (k) no topo da sub-base.

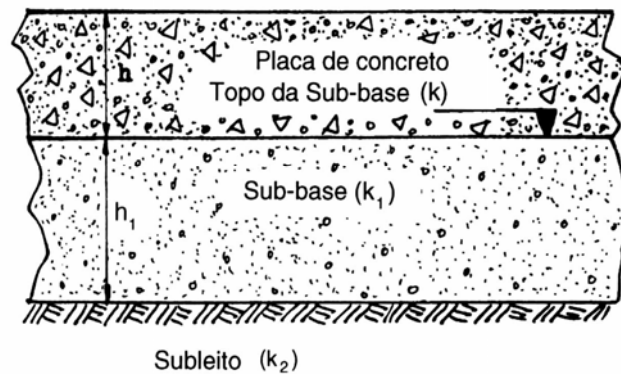


Figura 7.2.1.1 – Coeficiente de recalque no topo da sub-base (k)

7.2.1.2. TRÁFEGO

No método da PCA, o tráfego é considerado em função dos efeitos das cargas por eixo na intensidade das tensões de tração na flexão e, assim, nas relações entre essas tensões e o módulo de ruptura do concreto. Essas relações permitem determinar o número de repetições permissíveis de cada tipo de carga por eixo.

O volume total do tráfego será calculado conforme definido no item 3.2.1.

Para o cálculo do número de repetições previstas, estimado para o período de projeto, pode-se calcular o número de eixos solicitantes para cada classe de veículo.

O número de eixos solicitantes é por classe será:

$$n_i = V_t \cdot p_i \cdot \frac{FE}{100}$$

Sendo:

n_i = número de eixos solicitantes dos veículos de classe i ;

p_i = porcentagem dos veículos de classe i em relação a V_t

V_t = Volume total do tráfego para o período do projeto;

FE = Fator de eixo, adotando o valor 2 para veículos de passageiros e caminhões; e 3 para reboques e semi-reboques.

Em seguida, calcula-se, para cada classe i de veículos, a frequência das cargas por eixo j :

$$n_{ij} = p_{ij} \cdot \frac{n_i}{100}$$

Sendo:

n_{ij} = número de eixos solicitantes dos veículos de classe i e de carga por eixo j ;

p_{ij} = porcentagem dos veículos de classe i e que têm carga por eixo j .

Calculados os eixos solicitantes para cada classe i de veículos e para cada classe dessas os eixos solicitantes de carga j , selecionam-se os veículos, agora apenas pelas cargas por eixo, somando-se as parcelas respectivas. Obtém-se, assim, para todo o período de projeto, o número de eixos solicitantes para cada tipo de carga por eixo.

$$N_j = \sum_i n_{ij}$$

Os dados obtidos são levados à Tabela 7.2.1.2, sendo que:

h = 20 cm		MR ₂₈ = 42 kgf/cm ²		k = 8,00 kgf/cm ² /cm		FSC = 1,2
Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6	Col. 7
Carga por eixo Q' (tf)	Carga por eixo corrigida Q = Q' . FSC (tf)	Tensões de tração na placa (kgf/cm ²)	Relação σ/MR_{28}	Número de repetições permissíveis	Número de repetições previstas	Consumo de resistência à fadiga - CRF - (%)
Eixos simples						
11	13,2	21,0	0,50	Ilimitado	15.960	0
10	12,0	19,0	0,45	Ilimitado	84.600	0
9	10,8	18,0	0,43	Ilimitado	212.620	0
					CRF _{es} : Subtotal	0
Eixos tandem duplos						
18	21,6	20,6	0,49	Ilimitado	13.500	0
16	19,2	18,2	0,47	Ilimitado	57.210	0
					CRF _{td} : Subtotal	0
					CRF: Total	0

Tabela 7.2.1.2 – Cálculo do consumo de resistência à fadiga

Na coluna 1, são relacionados os valores das cargas por eixo (Q'). Para facilidade, geralmente se inicia pela mais alta e termina-se na carga que produz a relação tensão/módulo de ruptura igual a 0,50;

Na coluna 2, são relacionados os valores das cargas por eixo corrigida ($Q=Q' \cdot FSC$). Os valores do Fator de Segurança de Carga (FSC) são obtidos da Tabela 7.

Na coluna 3, são relacionados as Tensões de tração na placa (τ), obtidas dos ábacos

Na coluna 4, são relacionados as Relações de tensões (τ / MR_{28})

Na coluna 5, são relacionados o Número de repetições permissíveis, obtidos em funções das Relações de tensões.

Na coluna 6, são relacionados os valores de N_{ij} correspondentes aos valores de carga por eixo, relacionados na coluna 1.

7.2.1.1. PROJETO A - CÁLCULO PELO PROCESSO DE CONSUMO DE RESISTÊNCIA À FADIGA

a) Dados relativos ao tráfego:

- Volume médio diário de tráfego no ano de abertura, em um sentido: $V_l = 2.500$ veículos/dia.
- Taxa anual de crescimento do tráfego: $t = 8\%$.
- Período de projeto: $P = 25$ anos.
- Distribuição porcentual do tráfego, por classe de veículos, conforme sistema do DNER.

Classe	Porcentagem (%)	Fator de Eixo
Carros de passeio	50	2
Ônibus	12	2
Caminhões leves	5	2
Caminhões médios	15	2
Caminhões pesados	15	2
Reboques e Semi-reboques	3	3

- Número de solicitações de eixos, por classe de veículos:

• Ônibus (o)

CARGA POR EIXO (t)	PORCENTAGEM (P_{ji})	FREQÜÊNCIA ($M_{ji} = P_{ji} \times N_o$)
EIXOS SIMPLES		
9	3	
8	18	
7	11	
6	14	
5	32	
4	16	
3	5	
2	1	
TOTAL	100	

• Caminhões Médios (cm)

CARGA POR EIXO (t)	PORCENTAGEM (P_{ji})	FREQÜÊNCIA ($M_{ji} = P_{ji} \times N_{cm}$)
EIXOS SIMPLES		
12	2	

11	2	
10	4	
9	9	
8	7	
7	3	
6	3	
5	5	
4	9	
3	18	
2	32	
1	6	
TOTAL	100	

- Caminhões Pesados (*cp*)

CARGA POR EIXO (<i>t</i>)	PORCENTAGEM (<i>P_{ji}</i>)	FREQUÊNCIA (<i>M_{ji} = P_{ji} x N_{cp}</i>)
EIXOS SIMPLES		
6	1	
5	13	
4	26	
3	8	
2	3	
EIXOS TANDEM DUPLOS		
22	1	
21	3	
20	1	
19	8	
18	1	
17	5	
16	3	
15	1	
14	2	

CONTINUA

- Caminhões Pesados (*cp*)

CARGA POR EIXO (<i>t</i>)	PORCENTAGEM (<i>P_{ji}</i>)	FREQUÊNCIA (<i>M_{ji} = P_{ji} x N_{cp}</i>)
13	1	
12	1	
<12	6	
EIXOS TANDEM TRIPLOS		
28	2	
26	2	
24	1	
< 20	2	
TOTAL	100	

- Reboques e Semi-Reboques (*r*)

CARGA POR EIXO (<i>t</i>)	PORCENTAGEM (<i>P_{ji}</i>)	FREQUÊNCIA (<i>M_{ji} = P_{ji} x N_{cp}</i>)
EIXOS SIMPLES		
13	3	
12	5	
11	6	

10	5	
9	8	
8	7	
7	4	
6	2	
5	4	
4	14	
3	13	
2	11	
1	2	
EIXOS TANDEM DUPLOS		
21	1	
20	1	
19	1	
18	1	
17	2	
16	1	
< 16	4	
EIXOS TANDEM TRIPLOS		
27	3	
26	1	
< 20	1	
TOTAL	100	

b) Dados relativos ao concreto e à fundação:

- Módulo de ruptura à tração na flexão aos 28 dias (M_{R28}) = 45 kgf/cm²;
- Consumo de Resistência à Fadiga, máximo recomendado ($CRF_{máx}$) = 125%;
- Coeficiente de recalque do subleito (%) = 4 kgf/cm²/cm;
- Sub-base de solo-cimento, com 10 cm de espessura, elevando o valor do coeficiente de recalque no topo do sistema a (k_{sist}) = 10,5 kgf/cm²/cm;

7.2.2. - PELO MÉTODO DA CARGA MÁXIMA:

Neste variante do método anterior, a espessura da placa é verificada em função da carga máxima admitida ou prevista na rodovia. Deve-se, então, selecionar as cargas máximas para os diversos tipos de eixos:

- **Carga máxima par eixos simples;**
- **Carga máxima par eixos em tandem duplo;**
- **Carga máxima par eixos em tandem triplo;**

Conhecendo o coeficiente de recalque do subleito e o tipo e espessura da sub-base, determina-se o coeficiente de recalque no topo da sub-base.

Multiplicando-se os valores das cargas máximas pelo fator de segurança de carga FSC, passa-se a considerar essas cargas corrigidas.

Nos ábacos de Pickett e Ray, determinam-se as espessuras – um para cada ábaco (eixos simples, tandem duplo e tandem triplo) – onde as tensões de tração abaixo da qual as cargas correspondentes deixam de influir no dimensionamento ($\frac{\sigma_t}{MR_{28}} < 0,50 = \sigma_{\min}$).

Partindo de uma horizontal pelo ponto correspondente a σ_{\min} em cada ábaco, determina-se, no cruzamento com as verticais traçadas em função da Carga e Coeficiente de Recalque (k), determinando-se a espessura do pavimento rígido (h). Por segurança, adota-se a espessura h correspondente à curva mais próxima, de maior valor.

BIBLIOGRAFIA

1 - Senço, Wlastermiler de, 1929

Manual de técnicas de pavimentação / Wlastermiler de Senço – São Paulo: Pini, 1997,

2 – Apostilas do curso de pavimentação de EESC-SP

TABELAS E ÁBACOS PARA DIMENSIONAMENTO

TABELA 1 - CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS (HRB-AASHTO)

CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS (HRB-AASHTO)												
Classificação Geral	Materiais granulares Até 35% passando na peneira nº. 200							Materiais silto-argilosos Mais de 35% passando peneira 200				
Grupos	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
Subgrupos	A-1-a	A-1-b	-	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	-	-	-	A-7-5 A-7-6	
% Passando Na peneira	Nº 10	< 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Nº 40	< 30	< 50	> 51	-	-	-	-	-	-	-	-
	Nº 200	< 15	< 25	< 10	< 35	< 35	< 35	< 35	> 36	> 36	> 36	> 36
Plasticidade	LL				< 40	> 41	< 40	> 41	< 40	> 41	< 40	> 41
	IP	< 6	< 6	NP	< 10	< 10	> 11	> 11	< 10	< 10	> 11	> 11
IG	0	0	0	0	0	< 4	< 4	< 8	< 12	< 16	< 20	
Principais materiais constituintes	Fragmentos de pedra, cascalho e areia		Areia fina	Cascalho e areia siltosos e argilosos				Solos Siltosos		Solos Argilosos		
Qualidade como subleito	Excelente a boa						Regular a fraca					
Valores prováveis do CBR	40 a 80 ou mais	20 a 80 ou mais	15 a 40	25 a 80		12 a 30		4 a 25	2 a 10 ou mais	2 a 15 ou menos		
LEGENDA E OBSERVAÇÕES:												
< = MENOR			> = MAIOR				IG = ÍNDICE DE GRUPO					
<p>CBR : Índice de Suporte Califórnia (“California Bearing Ratio”) Limites de “Atterberg” (no material que passa na peneira nº. 40): LL = Índice de Liquidez. LP = Limite de Plasticidade. IP = Índice de Plasticidade = LL - LP. NP = Não Plástico Subgrupo A-7-5 : $IP \leq LL-30$ (material elástico) Subgrupo A-7-6 : $IP > LL - 30$ (material sujeito a grandes variações de volume)</p>												

PROCEDIMENTO PARA A CLASSIFICAÇÃO

No quadro acima, procurar da esquerda para a direita o grupo correto, por eliminação. O primeiro grupo, a contar da esquerda, que corresponda ao resultado dos ensaios, será a classificação correta.

CÁLCULO DO ÍNDICE DE GRUPO – IG

$[F - 35] \cdot [0,2 + 0,005 \cdot (LL - 40)] + 0,01 \cdot (F - 15) \cdot (IP - 10)$, onde:
 F = Porcentagem, em peso, passando na peneira número 200 (número inteiro).
 Quando o valor encontrado par IG for negativo, torna-se IG = 0.
 Quando o valor encontrado para IG for > 20, torna-se IG = 20.
 IG é expresso como um número inteiro e colocado, entre parênteses, em seguida à classificação do solo,
 ex. A-2-6 (4)

TABELA 2 – DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE SUPORTE (IS)

O Índice de Suporte (I.S.) é dado por:

$$IS = \frac{C.B.R. + C.B.R._{IG}}{2}$$

O C.B.R., que é dado em porcentagem, é transformado em um índice, com o mesmo valor numérico.

Impõe-se a condição de que o Índice Suporte seja, no máximo, igual ao CBR, ou seja, quando o cálculo do IS resultar num índice maior que o CBR, adota-se o valor do CBR, como Índice Suporte, ou seja:

$$IS \leq C.B.R.$$

Valores do CBR_{IG} em função do IG.	
Índice de grupo (I.G.)	Índice de suporte (C.B.R._{IG})
0	20
1	18
2	15
3	13
4	12
5	10
6	9
7	8
8	7
9 a 10	6
11 a 12	5
13 a 14	4
15 a 17	3
18 a 20	2

TABELA 3 – COEFICIENTE DE EQUIVALÊNCIA ESTRUTURAL (K)

Componentes do pavimento	Coefficiente 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
<i>Sub-base granular</i>	<i>Variável de 0,77 a 1,00</i>
<i>Reforço do subleito</i>	<i>Variável de 0,71 a 1,00</i>
Solo-cimento com resistência a compressão a 7 dias superior a 45 kg/cm ² .	1,70
Solo-cimento com resistência a compressão a 7 dias entre 45 e 28 kg/cm ² .	1,40
Solo-cimento com resistência a compressão a 7 dias entre 28 e 21 kg/cm ² .	1,20
Bases de solo-cal	1,00

O coeficiente estrutural de reforço do subleito ou da sub-base granular será igual a 1,00 toda vez que o CBR do material de um ou outro for igual ou superior a 3 vezes o do subleito. Para relações inferiores, o coeficiente será dado pela expressão:

$$K_{ref} = \sqrt[3]{\frac{CBR_1}{3 \times CBR_2}}$$

onde CBR₁ é do reforço ou da sub-base e CBR₂ do subleito. Os coeficientes estruturais determinados por essa expressão são os seguintes:

CBR₁ / CBR₂	K
1,1	0,72
1,2	0,75
1,3	0,76
1,4	0,78
1,5	0,80
1,6	0,82
1,7	0,83
1,8	0,85
1,9	0,86
2,0	0,88

CBR₁ / CBR₂	K
2,1	0,90
2,2	0,91
2,3	0,92
2,4	0,94
2,5	0,95
2,6	0,96
2,7	0,97
2,8	0,98
2,9	0,99
3,0	1,00

Se o CBR₁ do reforço ou da sub-base for superior a 20%, para efeito de cálculo da relação CBR₁ / CBR₂, será considerado como se fosse igual a 20%.

TABELA 4 – ESPESSURA MÍNIMA DO REVESTIMENTO BETUMINOSO)

Valores de R em função de N

N	Espessura mínima de revestimento betuminoso
$N \leq 10^6$	Tratamento superficial com 2,5 a 3,0 cm de espessura.
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimento betuminosos com 5,0 cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto betuminosos com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminosos com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminosos com 12,5 cm de espessura

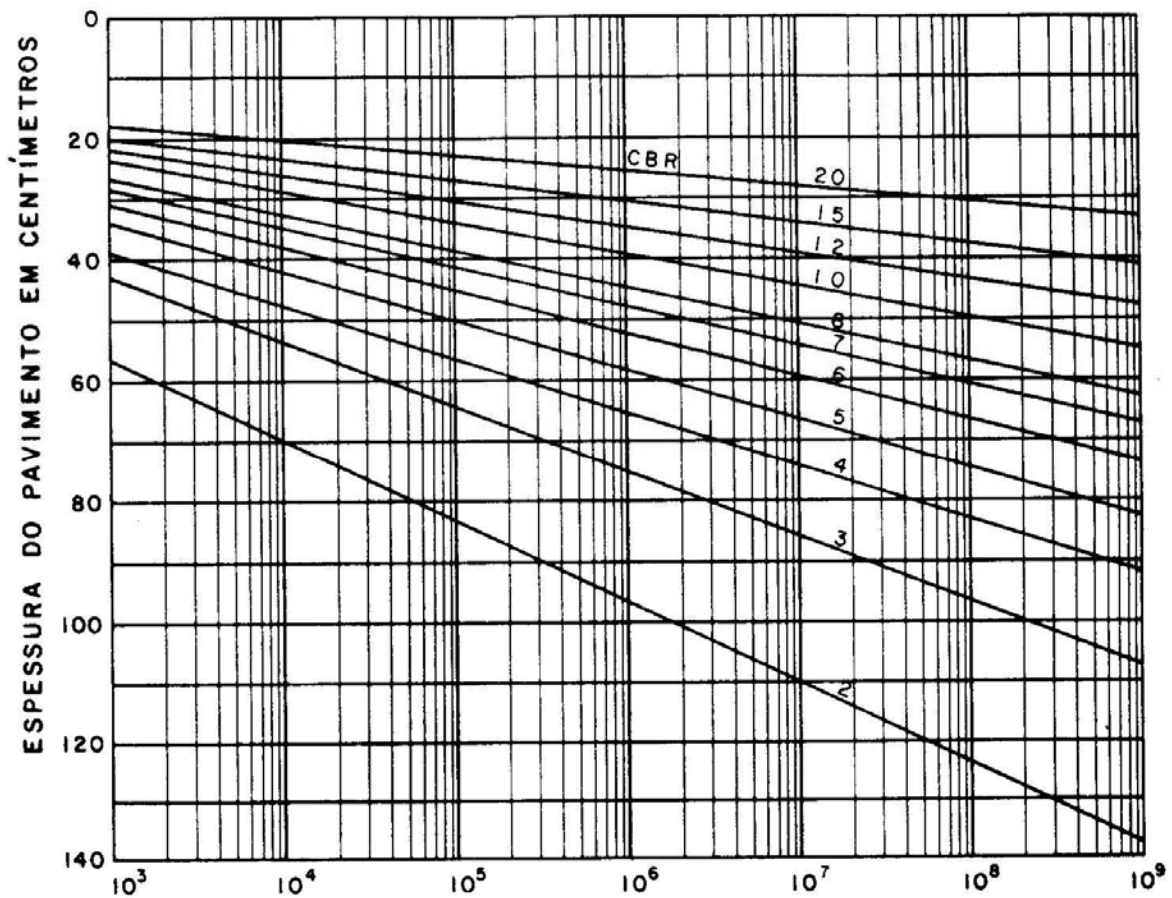
TABELA 5 – FATORES DE EQUIVALÊNCIA DE OPERAÇÕES (f)

Eixo Simples Carga por Eixo em toneladas	Fator de Equivalência de Operações de Eixos Simples de 8,2 t de Rodas Duplas
1	0,002
2	0,004
3	0,020
4	0,050
5	0,100
6	0,300
7	0,500
8	1,000
9	2,000
10	3,500
11	6,000
12	10,000
13	15,000
14	25,000
15	40,000
16	60,000
17	80,000
18	140,000
19	200,000
20	260,000

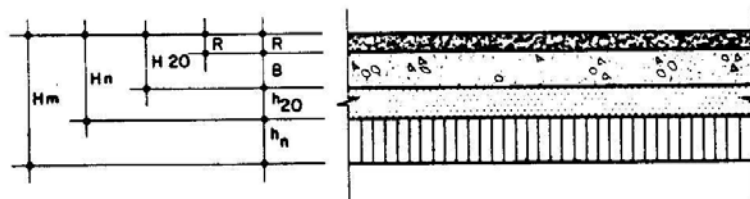
Eixo em Tandem Carga por Eixo em Toneladas	Fator de Equivalência de Operações de Eixos Simples de 8,2 t, de Rodas Duplas
1	0,001
2	0,002
3	0,005
4	0,010
5	0,020
6	0,060
7	0,100
8	0,200
9	0,400
10	0,500
11	0,700
12	1,300
13	2,000
14	2,700
15	4,000
16	6,000
17	7,000
18	10,000
19	15,000
20	20,000
21	30,000
22	35,000
23	45,000
24	55,000
25	70,000
26	80,000
27	100,000
28	130,000
29	160,000
30	190,000

ABACO 1 – RELAÇÃO “N” x ESPESSURA DO PAVIMENTO (cm)

Relação de número de operação do eixo padrão de 8,2 toneladas (18.000 lbs) x Espessura do Pavimento (cm), tendo como base o Índice de Suporte (IS) ou C.B.R.



OPERAÇÕES DE EIXO DE 8,2 TONELADAS



INEQUAÇÕES

$$RK_R + BK_B = H_{20} \quad (1)$$

$$K_R + BK_B + h_{20}K_S = H_n \quad (2)$$

$$RK_R + BK_B + h_{20}K_S + h_nK_{ref} = H_m \quad (3)$$

TABELA 6 – RELAÇÃO DE TENSÕES DE TRAÇÃO E NÚMERO ADMISSIVEL DE REPETIÇÕES DE CARGA.

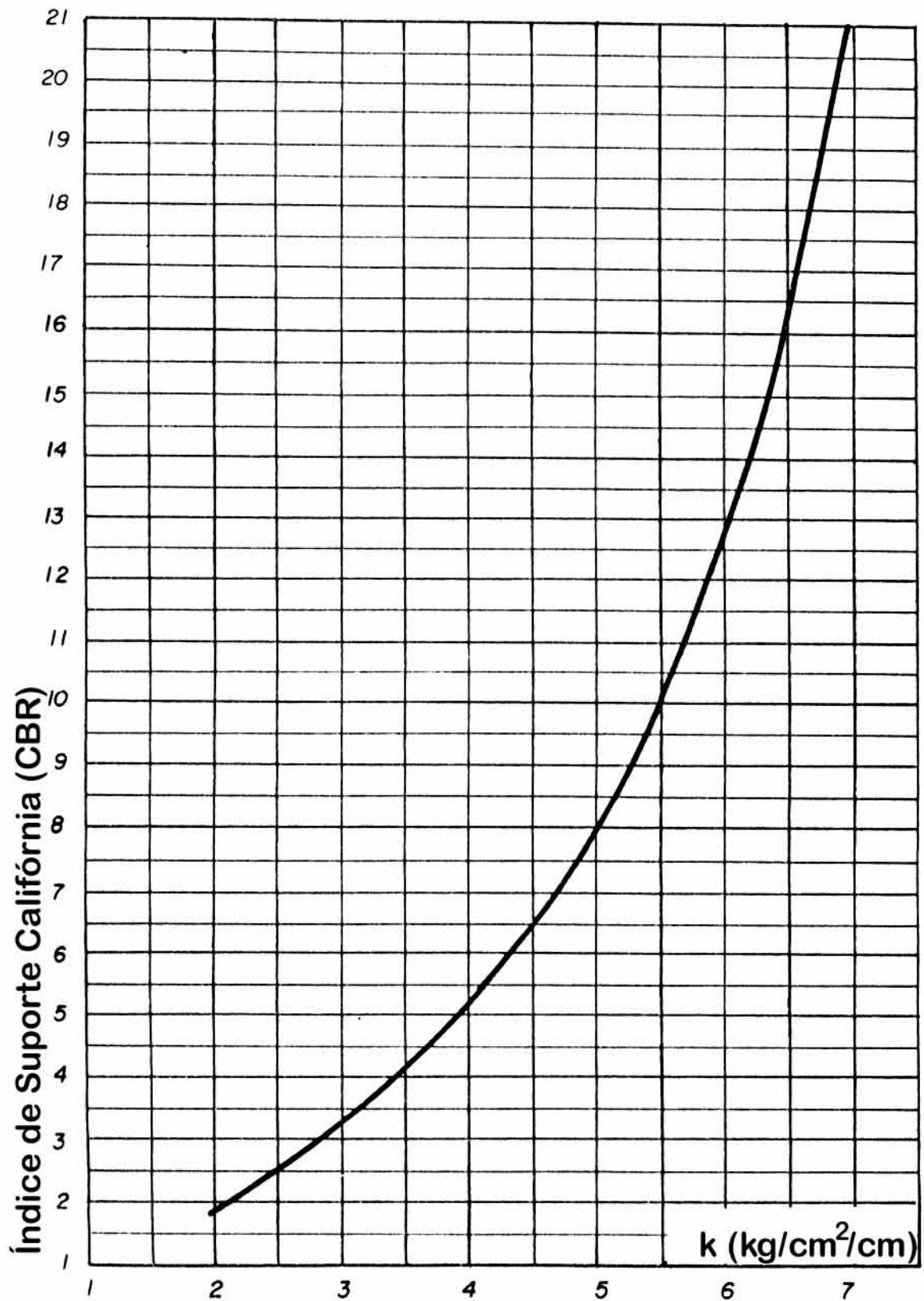
Relação de Tensões (*)	Número. Admissível de Repetições de Carga	Relação de Tensões (*)	Número. Admissível de Repetições de Carga
0,50	ILIMITADO	0,68	3.500
0,51	400.000	0,69	2.500
0,52	300.000	0,70	2.000
0,53	240.000	0,71	1.500
0,54	180.000	0,72	1.100
0,55	130.000	0,73	850
0,56	100.000	0,74	650
0,57	75.000	0,75	490
0,58	57.000	0,76	360
0,59	42.000	0,77	270
0,60	32.000	0,78	210
0,61	24.000	0,79	160
0,62	18.000	0,80	120
0,63	14.000	0,81	90
0,64	11.000	0,82	70
0,65	8.000	0,83	50
0,66	6.000	0,84	40
0,67	4.500	0,85	30

(*) Igual à tensão de tração na flexão devida à carga dividida pelo módulo de ruptura (MR)

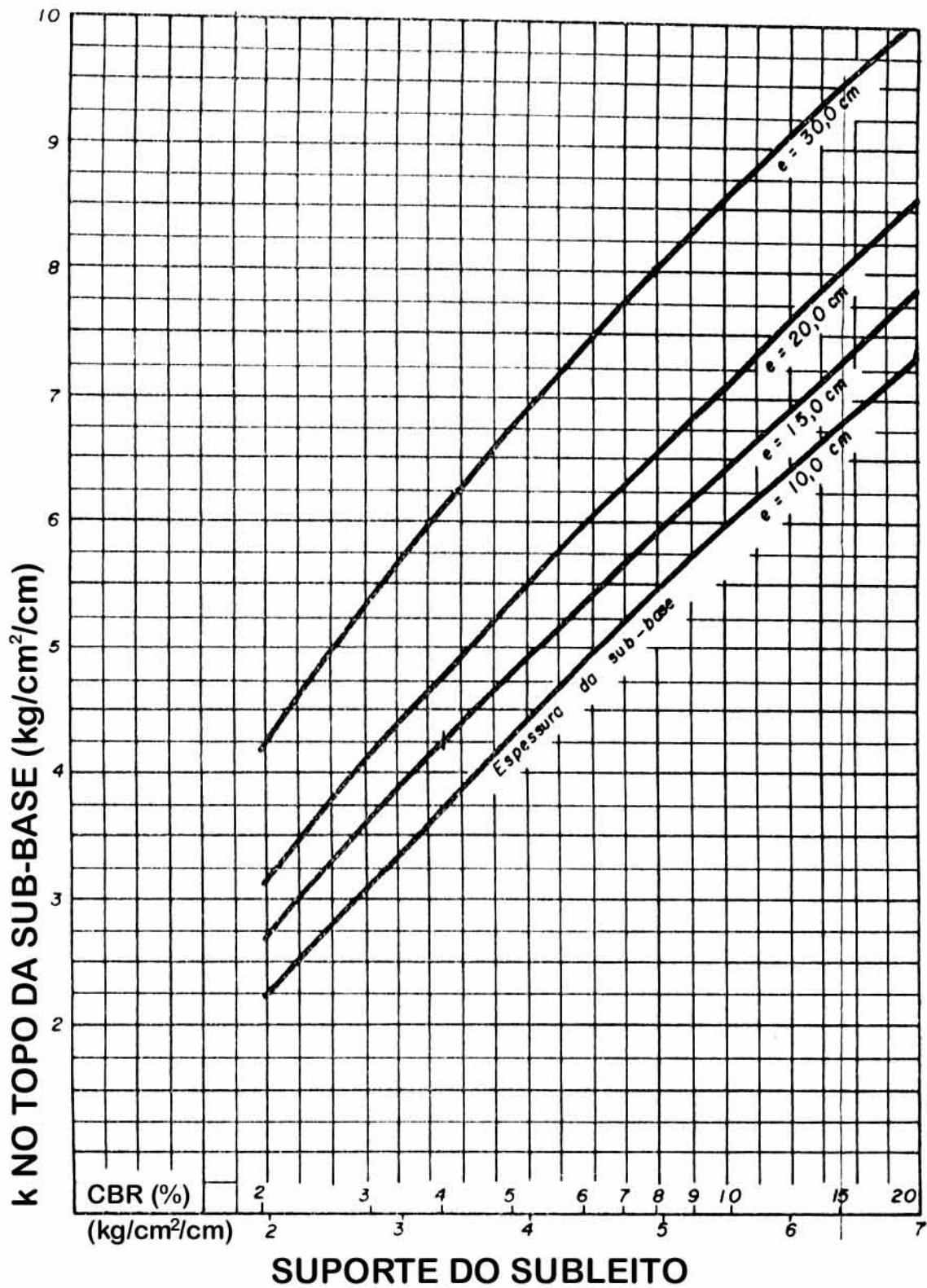
TABELA 7 – FATOR DE SEGURANÇA DE CARGA (FSC)

TIPO DE ESTRADA	FSC
Auto- estrada, rodovias de pistas com mais de duas faixas cada uma, ou em qualquer projeto para tráfego ininterrupto ou de volume grande de caminhões pesados	1,20
Rodovias e vias urbanas submetidas a tráfego de caminhões pesados	1,10
Estradas rurais, ruas residenciais e vias em geral submetidas a tráfego leve de caminhões	1,00

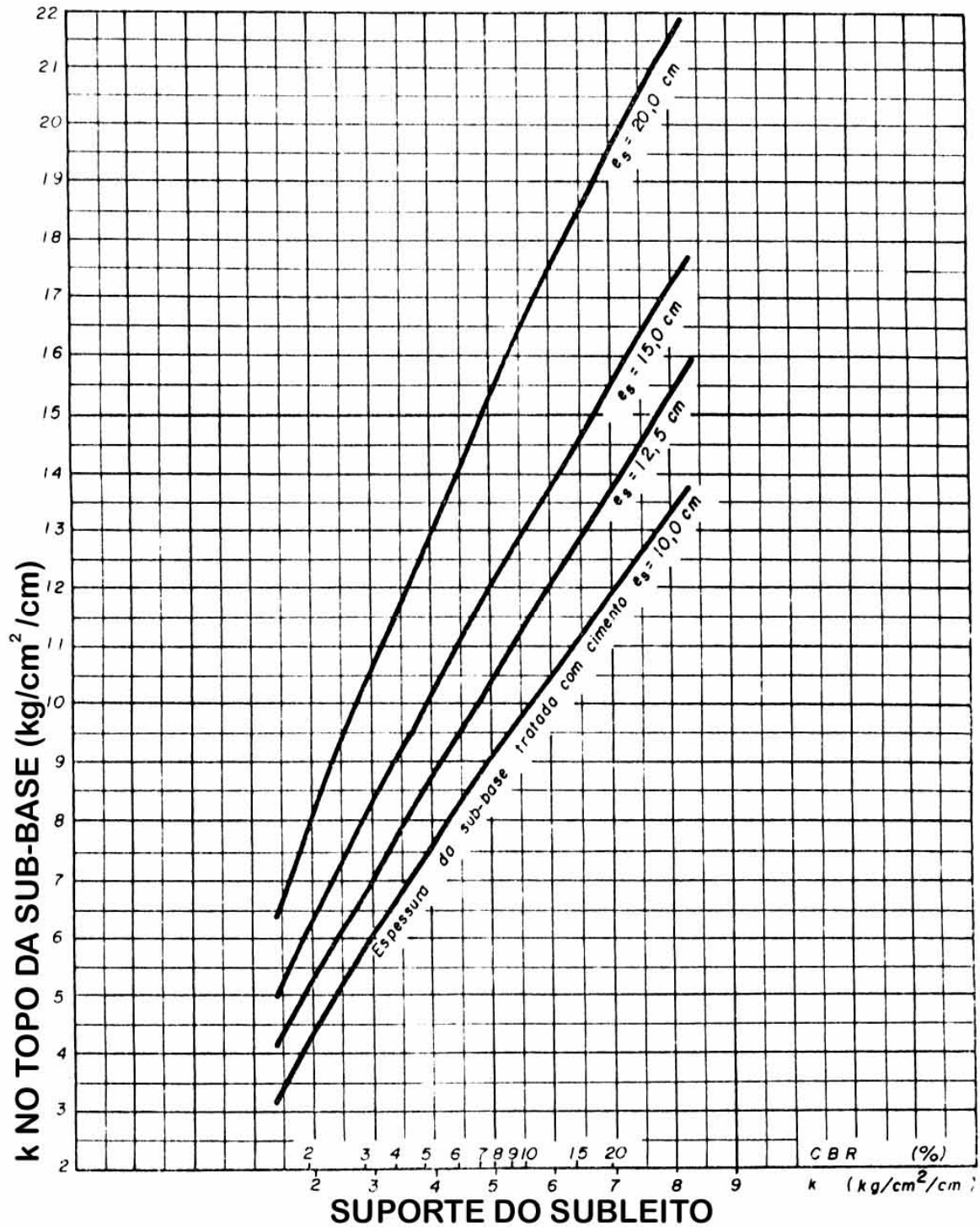
ÁBACO 2 – Índice de Suporte Califórnia (CBR) x Coeficiente de Recalque (k)



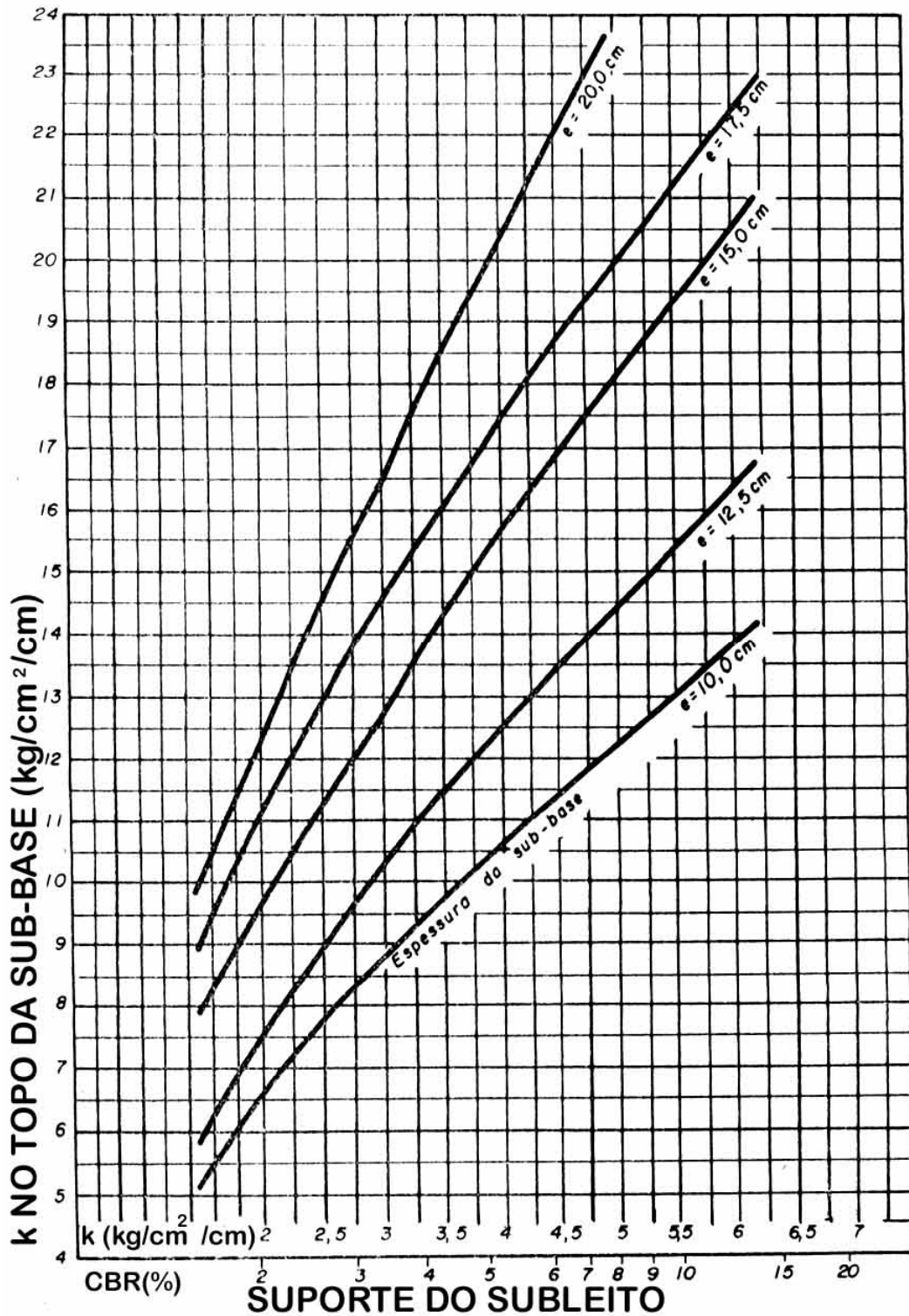
ÁBACO 3 – Aumento de (k) devido a presença de Sub-Base Granular.



ÁBACO 4 – Aumento de (k) devido a presença de Sub-Base Tratada com Cimento.

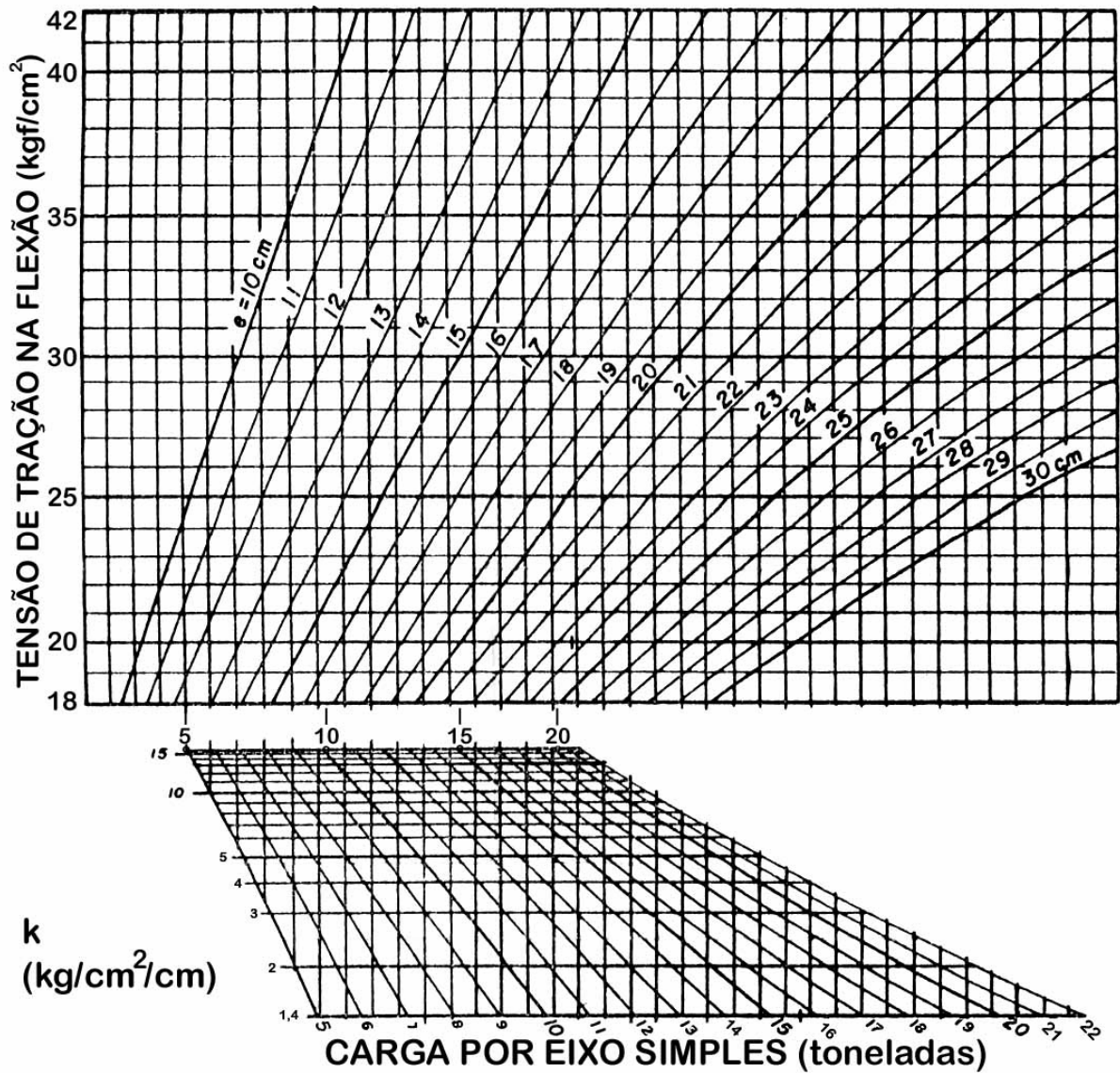


ÁBACO 5 – Aumento de (k) devido a presença de Sub-Base de Solo - Cimento.



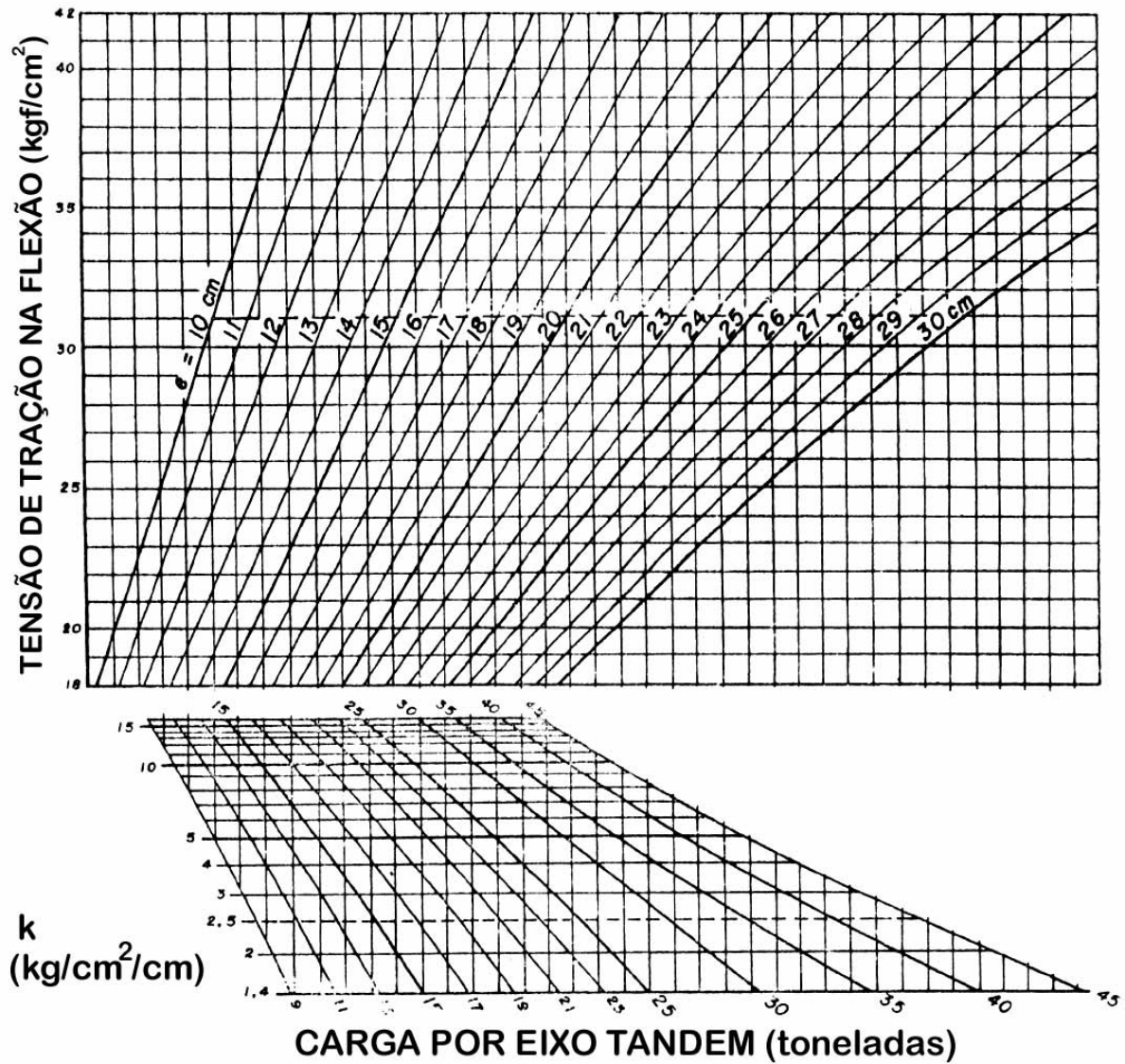
ÁBACO 6 – Pavimentos de Concreto – Eixo Simples

Dimensionamento da espessura de pavimentos de concreto.



ÁBACO 7 – Pavimentos de Concreto – Eixo Tandem Duplos

Dimensionamento da espessura de pavimentos de concreto.



ÁBACO 8 – Pavimentos de Concreto – Eixo Tandem Triplos

Dimensionamento da espessura de pavimentos de concreto.

