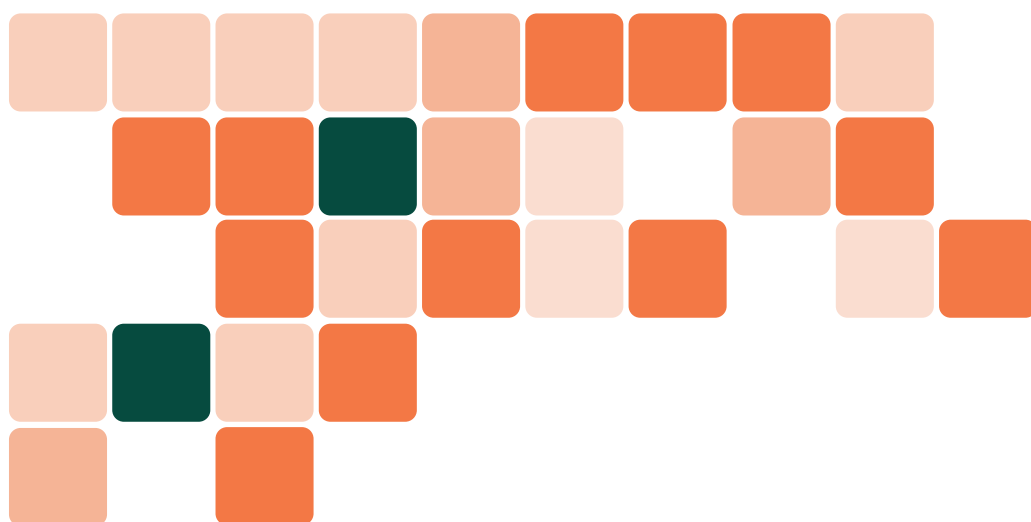
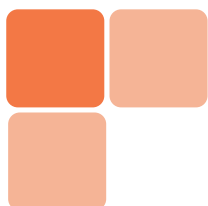


INSTITUTO BRASILEIRO DE TELAS SOLDADAS

NOVOS CRITÉRIOS PARA PAVIMENTOS INDUSTRIAIS DE CONCRETO ARMADO



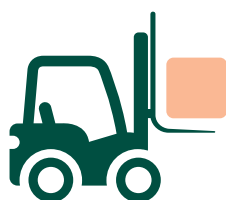


APOIO



ABESC

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA
DAS EMPRESAS DE
SERVIÇOS DE CONCRETAGEM



Pavimentos Industriais de Concreto Armado

Autores:

Públio Penna Firme Rodrigues

Engenheiro Civil

Sócio Conselheiro da LPE Engenharia e Consultoria

Consultor Técnico do Instituto Brasileiro de Telas Soldadas

Breno Macedo Faria

LPE Engenharia

Sócio Gerente

João Batista Rodrigues da Silva

IBTS Instituto Brasileiro de Telas Soldadas

Diretor

São Paulo, 2015

SUMÁRIO

ANÁLISE DO TERRENO DE FUNDAÇÃO

- 1.1 - Introdução
- 1.2 - Solo
- 1.3 - Ensaios de caracterização do solo
- 1.4 - Índice de Suporte Califórnia
- 1.5 - Módulo de reação da fundação k
- 1.6 - Sondagens a percussão – SPT
- 1.7 - Ensaios complementares

SUB-BASE

- 2.1 - Introdução
- 2.2 - Funções da Sub-base
- 2.3 - Tipos de Sub-bases

MATERIAIS

- 3.1 - Introdução
- 3.2 - Cimento
- 3.3 - Agregados
- 3.4 - Aditivos
- 3.5 - Agregados de alta resistência
- 3.6 - Tela soldada
- 3.7 - Selantes e materiais de preenchimento das juntas

CONCRETO

- 4.1 - Introdução
- 4.2 - Resistência do Concreto
- 4.3 - Retração e Expansão do Concreto
- 4.4 - Recomendações para Escolha do Concreto

DIMENSIONAMENTO

- 5.1 - Introdução
- 5.2 - Metodologias de Lösberg e Meyerhof – Escola Européia
- 5.3 - Determinação dos esforços atuantes em pisos industriais
- 5.4 - Tensões de empenamento
- 5.5 - Dimensionamento da placa de concreto

PROJETO DE JUNTAS

- 6.1 - Introdução

- 6.2 - Projeto Geométrico do Piso
- 6.3 - Classificação das Juntas
- 6.4 - Espaçamento das Juntas
- 6.5 - Juntas Serradas
- 6.6 - Juntas de Construção
- 6.7 - Juntas de Encontro - JE (ou juntas de expansão)
- 6.8 - Barras de Transferência

EXECUÇÃO DA FUNDAÇÃO

- 7.1 - Introdução
- 7.2 - Preparo do Subleito
- 7.3 - Preparo da Sub-base

POSICIONAMENTO DA ARMADURA

- 8.1 - Introdução
- 8.2 - Posicionamento da Armadura Superior
- 8.3 - Posicionamento da Armadura Inferior
- 8.4 - Emendas das Telas Soldadas
- 8.5 - Barras de Transferência

CONCRETAGEM DO PISO

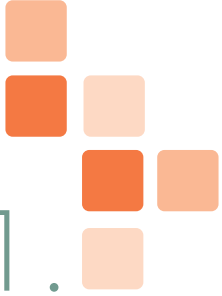
- 9.1 - Introdução
- 9.2 - Aspectos Tecnológicos do Concreto Fresco
- 9.3 - Fôrmas
- 9.4 - Forma Executiva da Concretagem
- 9.5 - Mistura do Concreto
- 9.6 - Lançamento
- 9.7 - Adensamento
- 9.8 - Acabamento Superficial
- 9.9 - Cura do Concreto
- 9.10 - Corte das juntas

CONTROLE DA QUALIDADE DOS PAVIMENTOS INDUSTRIAIS

- 10.1 - Introdução
- 10.2 - Controle do Subleito e Sub-base
- 10.3 - Concretagem da placa de concreto
- 10.4 - Juntas
- 10.5 - Tolerâncias Superficiais

6
6
7
9
14
14
15
17
20
20
21
23
33
33
33
34
38
38
39
46
48
48
48
51
53
56
56
59
63
68
70
81
81

82
83
83
85
86
86
87
89
89
89
92
93
93
93
94
95
95
97
97
97
102
103
103
104
104
105
107
108
109
109
110
113
113



01. ANÁLISE DO TERRENO DE FUNDAÇÃO

1.1. Introdução

Da mesma forma que uma fundação, o pavimento industrial irá também transmitir esforços ao solo. A diferença é que na grande maioria das vezes, o próprio terreno de fundação é preparado para receber o pavimento industrial.

Comparando o pavimento industrial com fundação direta e o pavimento rodoviário, a diferença é que neste só atuam cargas móveis, enquanto que no industrial há as cargas estáticas, geralmente determinantes no dimensionamento.

Portanto o estudo do solo para pavimentos industriais torna-se uma disciplina que deve abarcar conceitos da engenharia de fundações e da engenharia rodoviária. Por exemplo, a existência de solos moles a determinada profundidade não é tolerada para fundações diretas, é desprezível para pavimentos urbanos e pode ou não, dependendo da magnitude dos carregamentos e propriedades dessa camada, ser aceita para pavimentos industriais.

Assim sendo, no dimensionamento dos pavimentos industriais, necessitamos da mesma forma que nas rodovias, ter o conhecimento da camada superficial do solo, obtido através de seus índices físicos (**CBR**) e do coeficiente de recalque (**k**) ou módulo resiliente (**Mr**), bem como do conhecimento das camadas mais profundas, obtidas na sua forma mais elementar pelas sondagens (**SPT**).

Como os solos são muito diferentes entre si, respondendo de maneira variável às solicitações aplicadas, torna-se necessário o estudo sistemático de suas propriedades e, principalmente, da observação do seu comportamento. Para cada região em particular podemos ter características de solos mais importantes do que em outras, fazendo com que essa disciplina seja bastante complexa.

O Brasil é um país de dimensões continentais, apresenta uma diversidade de solos muito grande, que impossibilita uma padronização, como podemos ver nas cartas pedológicas¹, muito empregadas na agricultura, exigindo que cada projeto seja verificado de forma particular.

A primeira consideração que deve ser feita para desenvolver o projeto de um pavimento industrial, refere-se ao nível de informações geotécnicas disponíveis. Estas, por sua vez, devem ser de tal magnitude que propiciem ao projetista o nível de segurança necessário para que o projeto atinja uma relação ótima entre custo e durabilidade.

Quando se fala em ensaiar o material do subleito, a preocupação dos envolvidos é com relação aos custos gerados pelas campanhas necessárias, o que não é a realidade. Com poucas exceções, os valores são bastante acessíveis. Entendemos que o projetista deve exigir os ensaios antes mesmo de iniciar qualquer procedimento de projeto e o proprietário precisa ser orientando que, quanto menores forem as

¹ - Embora a pedologia seja a ciência que trata do solo para fins agrícolas, é muito comum associar esses solos com as suas propriedades mecânicas, servindo como uma primeira diferenciação entre os diversos tipos.

incertezas mais econômico será a solução adotada.

Tais ensaios, debatidos nos itens subsequentes, são a garantia de um processo correto do ponto de vista técnico, que viabilizará a busca da melhor solução para os pavimentos. Antes de apresentá-los, entretanto, devemos abordar de maneira sucinta o elemento solo.

1.2. Solo

Os solos são constituídos por um conjunto de partículas que retêm ar e água nos espaços intermediários; essas partículas são livres para movimentarem-se entre si com algumas exceções, onde uma pequena cimentação pode ocorrer entre elas, mas que ficam muito abaixo dos valores encontrados nos cristais de rocha ou minerais **(Pinto, 1998, 2002)**.

Essa característica faz com que o estudo do solo não possa ser feito com base nos conceitos da teoria dos sólidos, base para o desenvolvimento da teoria das estruturas, o que dificulta em muito a criação de modelos teóricos que predigam o seu comportamento.

É fácil compreender que as propriedades mecânicas do solo estarão intimamente ligadas não apenas às características das partículas sólidas, suas dimensões e constituição mineralógica, mas também às quantidades relativas de ar e água presentes.

Dimensão das partículas do solo

A primeira diferenciação que podemos fazer entre os solos é com relação ao tamanho de suas partículas ou a sua granulometria, isto é, a distribuição de tamanhos que as partículas apresentam. O espectro observado na natureza é extremamente amplo, havendo grãos de pedregulhos da ordem de 150 mm de diâmetro até partículas argilosas da ordem de 10^{-6} mm, ou seja, cerca de 150 milhões de vezes menores.

Há solos com granulometria visível a olho nu, como é o caso dos pedregulhos e areias enquanto outros cujas partículas são tão finas que quando adicionamos água formam uma pasta (colóide); geralmente temos o convívio de partículas de diversos tamanhos, cuja classificação pode ser dada como **(Vargas, 1987)**:

Escala internacional

- pedregulho:	acima de 2 mm
- areia grossa:	de 0,2 a 2,0 mm
- areia fina:	de 0,02 mm a 0,2 mm
- silte:	de 0,002 mm a 0,02 mm
- argila:	abaixo de 0,002 mm

Escala ABNT

- matacão:	de 25 cm a 1 m
- pedra:	de 7,6 cm a 25 cm
- pedregulho:	de 4,8 mm a 7,6 cm
- areia grossa:	de 2,0 mm a 4,8 mm
- areia média:	de 0,42 mm a 2,0 mm
- areia fina:	de 0,05 mm a 0,42 mm
- silte:	de 0,005 mm a 0,05 mm
- argila:	inferior a 0,005 mm

A forma usual de apresentar a distribuição dos tamanhos das partículas de um solo é por meio da sua curva granulométrica, onde o diâmetro das partículas são colocadas no eixo das abscissas

(logarítmico) e, no eixo das ordenadas, as porcentagens acumuladas de material passante, ou seja, inferior ao diâmetro correspondente.

A granulometria é uma ótima forma de caracterizar os solos grossos, como pedregulhos e areias, pois nestes casos, materiais com curvas granulométricas parecidas apresentam comportamentos similares. Para solos finos isso pode não ser verdade, pois, mesmo quando a granulometria é idêntica, as propriedades exibidas podem ser diferentes.

As curvas granulométricas podem apresentar formas de distribuição variadas, sendo que as mais comuns são as de distribuição bem graduada e as contínuas (solo estabilizado granulometricamente).

Esta última apresenta o melhor comportamento como material para pavimentação enquanto que as distribuições bem graduadas, muito embora o nome sugira o contrário, tem desempenho mais pobre pelo excesso de vazios entre as partículas.

Índices físicos do solo

O solo é constituído por partículas sólidas, ar e água, cujas relações são extremamente importantes para a definição do seu comportamento, existindo diversas correlações entre elas.

Para sua compreensão é necessário separar as três fases do solo, como na **figura 1.1 (Pinto, 2002)**, facilitando a identificação dos índices físicos. Os principais são:

- umidade - **W**: a relação entre o peso do solo seco, expresso em porcentagem;
- peso específico dos sólidos - γ_s : é a relação entre o peso dos sólidos e o seu volume;
- peso específico natural - γ_n : é a relação entre o peso total do solo (sólidos + água) pelo volume;
- peso específico aparente seco - γ_d : é a relação entre o peso dos sólidos e o volume total sendo calculado pela expressão:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1+W}$$

- índice de vazios - **e**: é a relação entre os volumes vazios e o de sólidos, sendo calculado pela expressão:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

- grau de saturação - **S**: é a relação entre o volume de vazios e o índice de vazios, sendo calculado pela expressão ($\gamma_d = 1,0$):

$$S = \frac{\gamma_n \cdot W}{e}$$

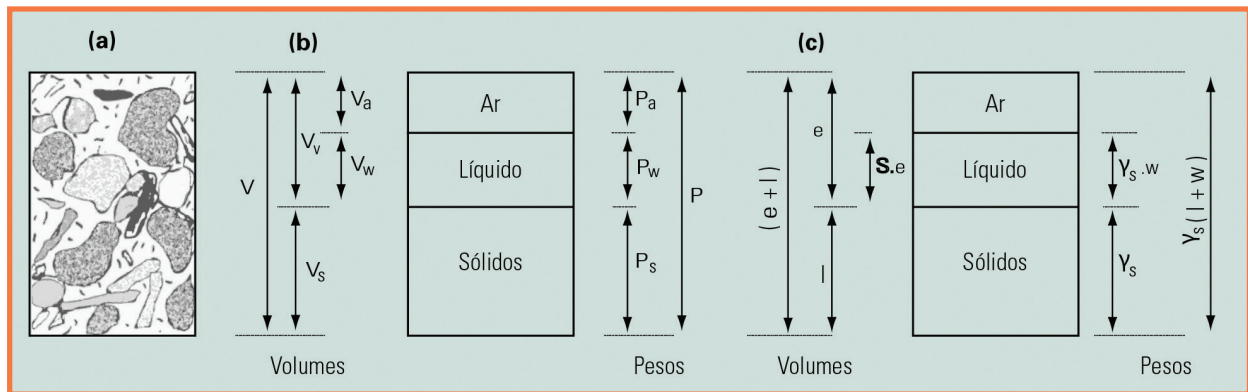


Figura 1.1: As fases no solo; (a) no estado natural; (b) separada em volume; (c) em função do volume de sólidos

1.3 Ensaios de Caracterização do Solo

O comportamento físico de um solo depende também, além do seu estado, medido pelos índices físicos, das suas propriedades intrínsecas e tal conhecimento é obtido por meio de **ensaios laboratoriais**.

Tais ensaios dividem-se em granulométricos - peneiramento e sedimentação - e os índices de consistência, também denominados **Limites de Atterberg**, que permitem classificar os solos em diversos grupos, de acordo com suas características físicas.

Os **Limites de Atterberg** classificam o solo com relação a sua consistência, válidos, portanto, para solos plásticos; baseiam-se no fato de que os solos argilosos apresentam aspectos bem distintos em função de sua umidade, podendo variar de lama a pó, em função deste parâmetro. A **figura 1.2 (Pinto, 2002)** apresenta de modo simplificado as mudanças da consistência do solo.

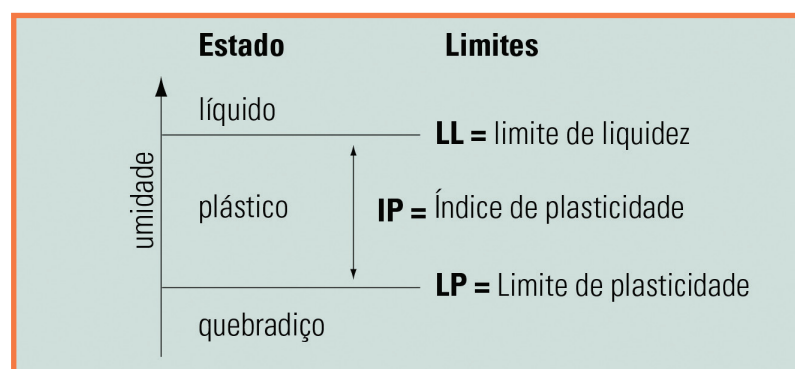


Figura 1.2: Limites de Atterberg dos solos

De acordo com a classificação **AC (A. Casagrande)**, primeiramente os solos são classificados segundo sua granulometria, em três tipos (**Vargas, 1987**):

a - Solos Grossos: aqueles em que pelo menos 50% de seus grãos tenham diâmetros superiores a 0,075 mm, ou seja, fiquem retidos na peneira Tyler nº 200.

b - Solos Finos: aqueles em que pelo menos 50% de seus grãos tenham diâmetros inferiores a 0,074 mm.

c - Turfas: São solos fibrosos, facilmente reconhecíveis, compostos em sua grande maioria de

matéria carbonosa e que são combustíveis, quando secos.

Os solos grossos dividem-se em duas classes:

Classe A: Pedregulhos, cujo símbolo é **G**, que possuem mais de 50% de material retido na peneira ABNT 4,8 mm.

Classe B: Areias, cujo símbolo é **S**, quando 50% do material passa pela peneira ABNT 4,8 mm.

Tanto os pedregulhos como as areias dividem-se em outros quatro grupos, cada um correspondendo a um determinado tipo de distribuição granulométrica:

Grupo 1: Bem graduados, com pouco ou sem finos. São solos grossos, que obedecem a uma curva granulométrica do tipo da de **Talbot**². Tais solos devem ainda ter no máximo 10% de material passando pela peneira ABNT 0,075 mm. Os materiais desse grupo são designados por **W**.

Grupo 2: Misturas mal graduadas de pedregulho ou areia sem finos. Nesse grupo estão os materiais que não atendem à curva de **Talbot**, mas têm no máximo 10% de material passando pela peneira ABNT 0,074 mm; estão nesse grupo as areias ou pedregulhos uniformes. São simbolizados por **P**.

Grupo 3: Formado por materiais bem graduados e com bom ligante. São solos que exibem curva granulométrica do tipo da de **Talbot**, mas com mais de 10% de material passando pela peneira ABNT 0,074 mm. A fração de material que passa pela peneira ABNT 0,075 mm, designada por ligante, é considerada de boa qualidade quando seu **IP** (índice de plasticidade) é inferior a 8. A esse grupo é identificado por **C**.

Grupo 4: Formado por misturas mal graduadas de pedregulho ou areia com silte ou argilas. São solos que não obedecem a uma curva granulométrica do tipo da de **Talbot** e contêm mais de 10% de material passando na peneira ABNT 0,074 mm e com o ligante tendo **IP** superior a 8. São simbolizados por **F**.

Os solos finos dividem-se em duas classes:

Pouco compressíveis: materiais cujo ligante tem **LL** (limite de liquidez) inferior a 50, que são simbolizados por **L**;

Muito compressíveis: materiais cujo ligante tem **LL** superior a 50, simbolizados por **H**.

Ambas as classes são classificadas em três grupos:

Grupo 1: Solos siltosos, simbolizados por **M**;

Grupo 2: Areias ou siltes orgânicos, simbolizados por **O**;

Grupo 3: Argilas inorgânicas, simbolizadas por **C**.

2 - A curva de Talbot tem granulometria que segue a seguinte proporção:

$$\frac{(\% \text{ grãos que passam em qualquer peneira})^2}{100} = \frac{\text{Abertura peneira}}{\text{Grãos de maior diâmetro}}$$

Tal relação indica que os grãos menores cabem exatamente no vazio formado pelos grãos maiores; desta maneira, quando compactados, podem atingir elevados pesos específicos e portanto maiores resistências mecânicas



Casagrande (**Vargas, 1987**) observou que os valores de **LL** (limite de liquidez) e do **IP** (índice de plasticidade) variam conjuntamente, isto é, um solo é tanto mais plástico quanto maior for o seu limite de liquidez. Verificou-se ainda que, dispondo-se em um gráfico os valores de **LL** e **IP** determinados para um mesmo depósito de argila, o resultado é um gráfico linear, denominado gráfico de plasticidade (**figura 1.3**).

Com base nesse gráfico, observa-se que a **linha A** aparece como uma fronteira empírica entre as argilas inorgânicas, que se situam acima dessa linha, e os solos plásticos, que contêm colóides orgânicos. Situam-se também abaixo da **linha A** os siltes e siltes argilosos, exceto quando o **LL** é inferior a 30, casos em que os siltes inorgânicos podem situar-se pouco acima da **linha A**.

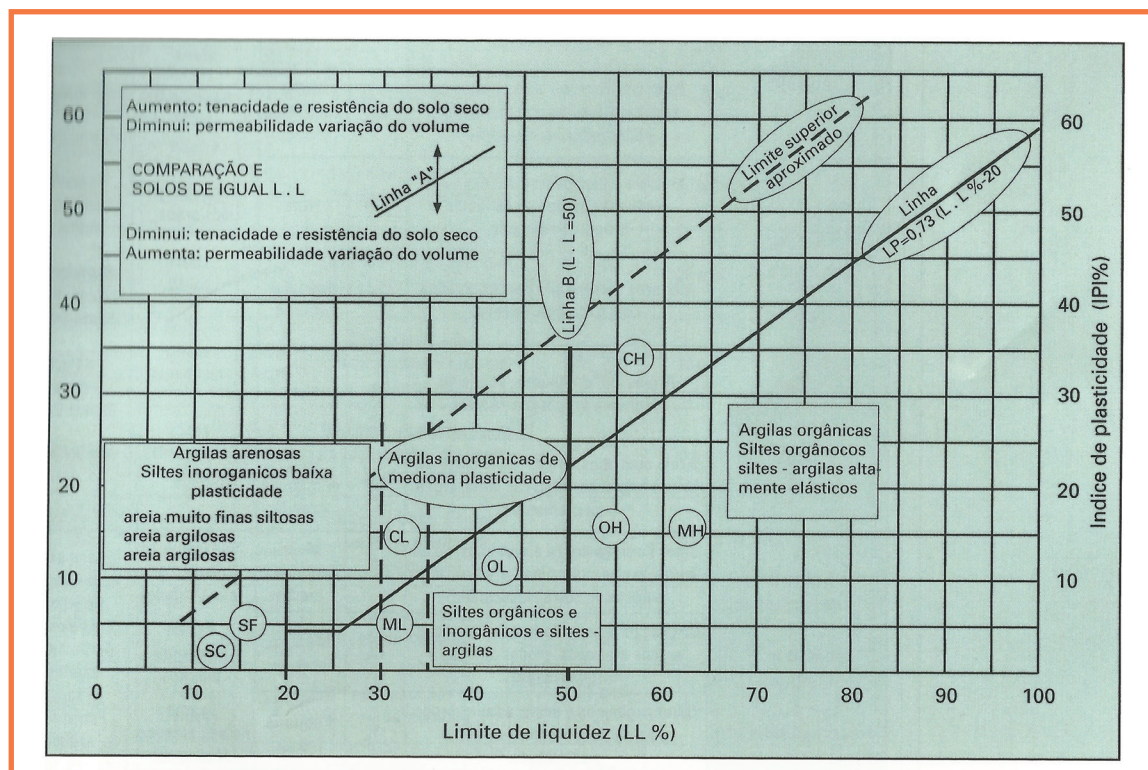


Figura 1.3: Gráfico de plasticidade

A **figura 1.4** apresenta um quadro resumo bastante útil para prever o comportamento do solo com base na sua classificação, bem como informação de caráter construtivo (**Vargas, 1987**).

1	2	3	4	5	6	7	
Divisões Gerais	Grupos de solos e designações gerais	Símbolos	Resistência do solo seco	Caracterização geral	Ensaio relativo ao solo no estado natural	Ensaio principal de caracterização	
Pedregulhos e solos grossos	Pedregulhos ou pedregulhos com mistura de areia bem graduadas. Pequena ou nenhuma proporção de finos.	GW	Nula	Granulometria e forma de grãos Exame do Ligante úmido e seco Durabilidade dos grãos	Massa específica do solo seco e índices de vazios Grau de compactação Cimentação Estratificação Características de drenagem. Condição da água subterrânea	Análises Granulométricas	
	Misturas bem graduadas de pedregulhos-areia, com excelente ligante.	GC	Média			Análises Granulométricas, LL e LP do Ligante	
	Pedregulho ou misturas com areias, mal graduadas. Pouca ou nenhuma proporção de finos.	GP	Nula			Análises Granulométricas	
	Pedregulho com finos ou muito siltoso ou argiloso, misturas mal graduadas pedregulhos-areia-argila.	GF	Muito pequena a grande			Análises Granulométricas, LL e LP do Ligante (se possível)	
Areias e solos arenosos	Areias e areias pedregulhosas bem graduadas, pouca ou nenhuma proporção de finos.	SW	Nula		Experiências de tráfego. Provas de carga em placas de grande tamanho. Ensaio Califórnia	Análises Granulométricas	
	Misturas areia-argila bem graduadas com excelente ligante.	SC	Média e grande			Análises Granulométricas, LL e LP do Ligante	
	Areias mal graduadas, pouca ou nenhuma proporção de finos.	SP	Nula			Análises Granulométricas	
	Areia com finos, areias muito siltosas, areias argilosas, misturas areia-argila mal graduadas.	SF	Muito pequena a grande			Análises Granulométricas, LL e LP do Ligante (se possível)	
Solos de graduação fina de baixa ou mediana compressibilidade	Siltos (inorgânicos) e areias finas, pó de rocha, areias muito finas, argila ou argila siltosas de baixa plasticidade.		Muito pequena a média	Amassamento manual e plasticidade	Massa específica do solo seco, teor de umidade e índice de vazios. Gerência do solo indeformado e amolgado. Estratificação, orifícios de raízes, fissuras. Drenagem e condições de água subterrânea. Experiências de tráfego. Prova de carga em placa de grande tamanho. Ensaio Califórnia ou compressão. Consistência, textura e teor de umidade natural	Análises Granulométricas, LL e LP do Ligante (se possível)	
	Argilas de plasticidade baixa e média, argilas arenosas, argilas siltosas e argilas magras.	CL	Média e grande	Exame do estado plástico		LL e LP	
	Siltos orgânicos e misturas silto-argila com matéria orgânica de baixa plasticidade.	OL	Pequena média	Exame estado plástico, cheiro, cor		LL e LP no estado natural e depois seco em estufa	
Solos de Graduação fina de elevada compressibilidade	Solos siltosos e de areia fina, micácios ou distomáceos, siltos elásticos.	MH	Muito pequena e média	Amassamento manual e plasticidade		Análises Granulométricas, LL e LP do Ligante (se possível)	
	Argilas inorgânicas de alta plasticidade, argilas gordas.	CH	Grande a muito grande	Exame do estado plástico		LL e LP	
	Argilas orgânicas de média e alta plasticidade.	OH	Média a grande	Exame do estado plástico, cheiro, cor		LL e LP no estado natural e depois seco em estufa	
Solos orgânicos fibrosos de alta compressibilidade	Solos turfosos e outros solos de pântanos, altamente orgânicos.	Pt	Facilmente caracterizável	Facilmente caracterizável		Consistência, textura e teor de umidade natural	

Figura 1.4



	8	9	10	11	12	13	14	15	
	Qualidade como Fundação	Qual. (*) c/ Fixador Cloreto Cálcio	Qual.(*) c/ Tratam. Asf. Superficial	Retração e umedecimento	Durabilidade	Compactação no Campo: Equipamento	Densidade Máxima (d) e umidade ótima (h)	CBR Amostra compactada e inundada	Classificação BPR Comparáveis
	Excelente	Regular a Má	Excelente	Quase nenhuma	Excelente	Excelente Trator equipamento com pneumático	d > 2,00 h < 10	> 50	A-3
	Excelente	Excelente	Excelente	Muito Baixa	Praticamente impermeável	Excelente Pé-de-Carneiro, equipamento com pneumático	d > 2,00 h < 10	> 40	A-1
	Excelente	Má	Má a Regular	Quase nenhuma	Excelente	Boa para excelente trator, equipamento com pneumático	d > 1,84 h < 12	25 a 60	A-3
	Boa a Excelente	Má a Boa	Regular a Boa	Quase nenhuma a Baixa	Regular a Praticamente impermeável	Boa para excelente trator, equipamento com pneu, pé-de-carneiro	d > 1,92 h < 12	> 20	A-2
	Excelente	Má	Boa	Quase nenhuma	Excelente	Excelente trator, equipamento com pneumático	d > 1,92 h < 12	20 a 60	A-3
	Excelente	Excelente	Excelente	Muito Baixa	Praticamente impermeável	Excelente Pé-de-Carneiro, equipamento com pneumático	d > 2,00 h < 10	20 a 60	A-1
	Boa	Má	Má	Quase nenhuma	Excelente	Boa para excelente Trator equipamento com pneumático	d > 1,60 h < 20	10 a 30	A-3
	Regular a Boa	Má a Boa	Má a Boa	Quase nenhuma a Baixa	Regular a Praticamente impermeável	Boa para excelente Trator equipamento com pneu, pé-de-carneiro	d > 1,68 h < 16	8 a 30	A-2
	Regular a Má	Má	Má	Baixa a Média	Excelente	Boa para troca. Controle cuidadoso é essencial. Rolo c/ pneu	d > 1,60 h < 16	6 a 25	A-4
	Má	Má	Má	Média	Praticamente impermeável	Fraca para boa com pé-de-carneiro	d > 1,60 h < 16	4 a 15	A-4/6/7
	Má e Muito Má	Muito Má	Muito Má	Média a Elevada	Má	Fraca para boa com pé-de-carneiro	d > 1,44 h < 25	3 a 8	A-4/7
	Má e Muito Má	Muito Má	Muito Má	Elevada	Regular a Má	Má para muito má	d > 1,60 h < 20	< 7	A-5
	Má e Muito Má	Muito Má	Muito Má	Elevada	Praticamente impermeável	Fraca para má com pé-de-carneiro	d > 1,44 h < 25	< 6	A-6/7
	Muito Má	Inútil	Inútil	Elevada	Praticamente impermeável	Má para muito má	d > 1,60 h < 20	< 4	A-7/8
	Extremamente Má	Inútil	Inútil	Muito Elevada	Regular a Má	Compactação Impraticável	Compactação Impraticável	Compactação Impraticável	A-8

1.4 - Índice de Suporte Califórnia

Tradicionalmente, utiliza-se o ensaio de suporte califórnia, que fornece o **ISC (Índice de Suporte Califórnia)** ou mais comumente o **CBR (California Bearing Ratio)**, para caracterizar o solo sob o ponto de vista de resistência.

Nesse ensaio, toma-se um corpo de prova em um cilindro de 150 mm de diâmetro por 170 mm de altura; submerge-se o corpo de prova durante quatro dias para se atingir a saturação. Uma vez atingida, inicia-se o ensaio medindo-se inicialmente, por intermédio de um deflectômetro, a expansão que a amostra sofre ao saturar-se. A seguir, por meio de um macaco hidráulico, faz-se pressão contra o corpo de prova por meio de um cilindro de 50 mm de diâmetro. Um manômetro registra a pressão aplicada e um deflectômetro mede as deformações com as quais se traça o gráfico apresentado na **Figura 1.5**.

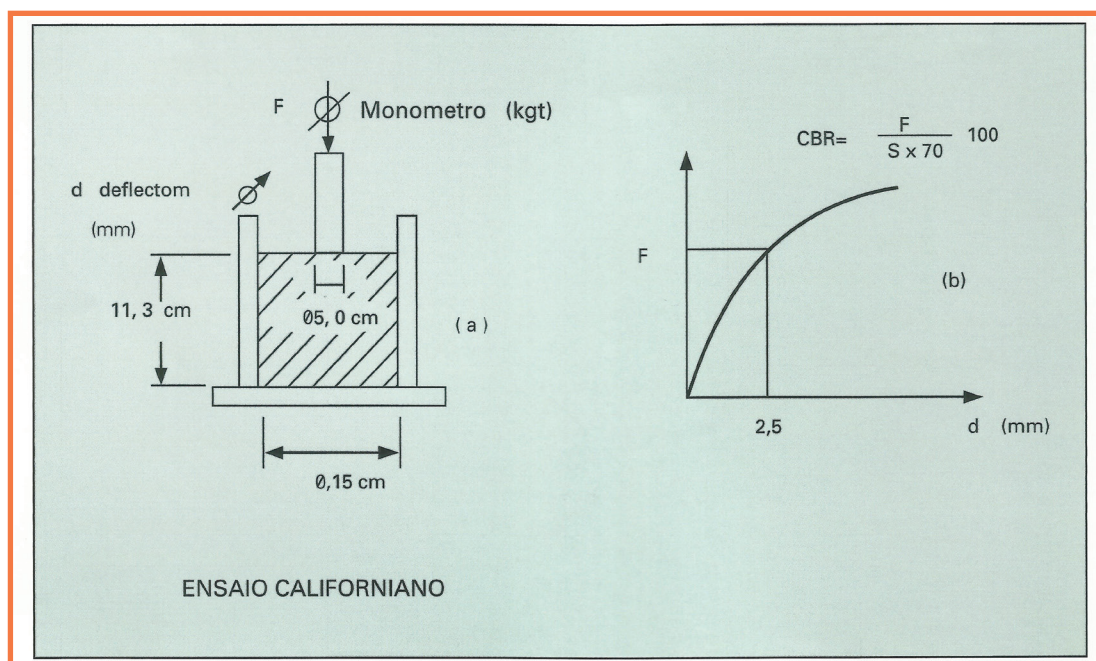


Figura 1.5: Esquema do ensaio CBR

Define-se o CBR como sendo:

$$CBR \% = \frac{F}{70 \times S} \times 100$$

Onde:

F é a força aplicada em kgf para deformação padrão;

S é a área de contato com o solo, em cm².

1.5 – Módulo de Reação da Fundação k

A resistência do solo do subleito, medida por meio do **CBR**, influenciará diretamente na espessura final da placa; esse parâmetro é largamente empregado para a o dimensionamento com fins rodoviários.

Entretanto, quando se trata de pavimentos rígidos, emprega-se comumente o módulo de reação,



também chamado de coeficiente de recalque, **k**; o ábaco da **figura 1.6** permite correlacionar este parâmetro com o CBR.

Define-se coeficiente de recalque ou módulo de reação **k** pela relação:

$$k = \frac{P}{\delta} \text{ em MPa/m}$$

k o coeficiente de recalque em MPa/m;

P a tensão transmitida ao solo em MPa;

δ é o deslocamento (ou deflexão) vertical em metros.

A norma **DNIT 055-ME** padroniza o ensaio no Brasil. Na determinação do módulo de reação, observa-se que (**Souza & Thomás, 1976**):

a - em uma prova de carga, para grandes variações de pressão, o diagrama de **pressão x deslocamento vertical** não é linear e o valor de **k** depende do deslocamento que se tomou como referência;

b - a medida do coeficiente de recalque é sensível ao diâmetro da placa empregada, e as variações só são desprezíveis para ensaios efetuados com placas de diâmetro igual ou superior a 76 cm;

c - o valor do coeficiente de recalque depende da umidade do solo.

Para uma boa correlação com a teoria de **Westergaard (Yoder & Witczak, 1975)**, que governa o dimensionamento dos pavimentos rígidos, o coeficiente de recalque deve ser determinado com placas de no mínimo 76 cm de diâmetro, tomando-se como referência o recalque de 0,127 cm.

O valor de **k** varia entre limites amplos, dependendo do solo, da sua densidade e umidade. Solos muito plásticos podem apresentar valores da ordem de 1,4 kgf/cm² /cm (14 MPa/m), enquanto pedregulhos e solos arenosos bem graduados atingem valores da ordem de 14,0 kgf/cm² /cm (140 MPa/m) ou mais.

O mesmo ensaio pode ser empregado para determinar o coeficiente de recalque no topo do sistema **subleito e sub-base**.

1.6 Sondagens a Percussão – SPT

Diferente dos pavimentos convencionais, onde apenas o primeiro metro apresenta impacto significativo na estrutura do pavimento, para os pisos industriais é necessário conhecer camadas mais profundas, notadamente nos casos de cargas distribuídas elevadas, por exemplo, acima de 30 kN/m².

Uma das maneiras mais simples de prospectar o solo é por meio das sondagens à percussão, que além de permitirem a classificação tátil visual do solo, fornecem avaliação da capacidade de carga do terreno, através do **SPT – Standard Penetration Test**. Este valor, denominado **N**, é obtido por meio de um amostrador padrão permitindo a obtenção do número de golpes dado com energia também padrão para penetrar 30 cm no solo.

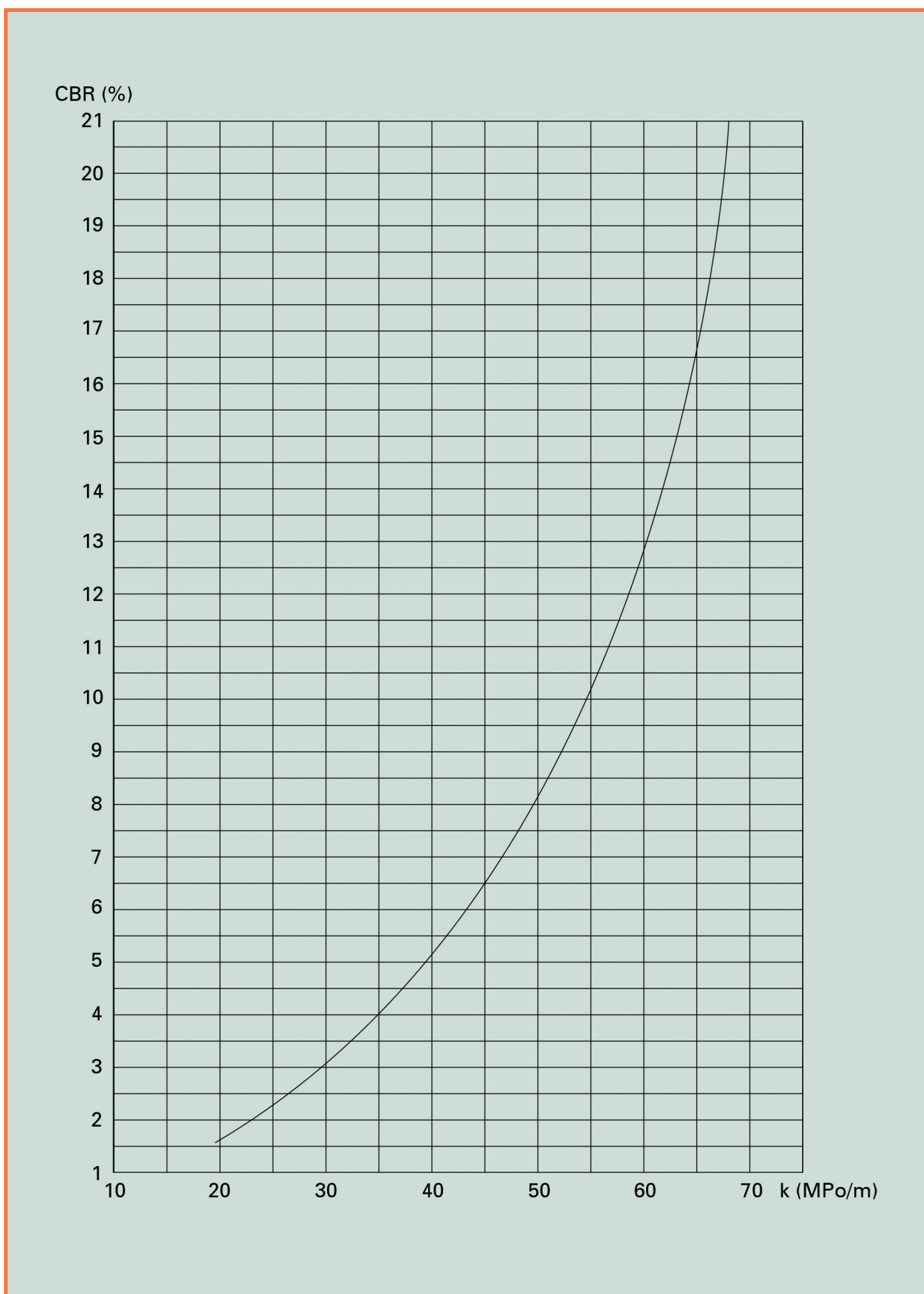


Figura 1.6: Correlação k x CBR



A capacidade estrutural do solo, baseada em correlações empíricas, acabam sendo bastante úteis para a maioria das situações de projetos. Uma delas, válida para $5 \leq N \leq 20$:

$$\sigma = 20 \text{ N(kPa)}$$

Vale lembrar que o valor é uma estimativa da tensão de ruptura do solo, que geralmente é adotada para uma deformação de 25 mm. No valor encontrado, devem ser aplicados os devidos coeficientes de segurança, que variam entre 2 e 3 para condições normais de projeto de fundações e que, para pisos, podem ser adotados similarmente (**Rodrigues, 2010**).

Situações mais críticas, por exemplo, para valores de SPT abaixo de 5 ou para sobrecargas elevadas, como as acima de 100 kN/m^2 , deve-se empregar ensaios mais específicos, como as provas de carga direta ou outros tipos ensaios, como CPT, DMT – Dilatômetro de Marchetti, etc (**Rodrigues, 2010**).

1.7 – Ensaios Complementares

Os ensaios convencionais do solo, como ensaios de sondagens a percussão (**SPT**), Índice de Suporte Califórnia - **CBR**, e ensaio de placa (para obter o módulo de deformação – **k**); esses ensaios apresentam limitações em algumas condições, ou podem não fornecer as informações necessárias para uma análise mais realista da condição do solo. Neste caso podem ser necessários ensaios complementares, cujo objetivo é detalhar melhor algumas características do terreno, não aferidas pelos ensaios tradicionais.

Um exemplo desta situação acontece quando os ensaios de sondagens apresentam valores baixos de **SPT**, quer pela presença de solos porosos superficiais ou solos adensáveis em camadas mais profundas, com tendências a deformações e que poderiam levar a adoção de piso apoiado sobre estacas, acarretando um acréscimo expressivo nos custos e nos prazos da obra.

Em situações similares, ensaios mais específicos são úteis para avaliar com maior precisão tanto a capacidade de suporte do terreno como as deformações que o piso poderá sofrer ao longo da sua vida útil. Através dos resultados destes ensaios, é possível tomar a decisão de recompactar certa espessura do subleito – no caso de solos porosos – projetando elementos que evitem recalques diferenciais do piso, ou mesmo definindo pela solução estacada.

1.7.1 – Dilatômetro de Marchetti (DMT):

Nos itens seguintes são apresentados alguns ensaios complementares que o projetista do piso poderá solicitar.

Este ensaio consiste na cravação de uma lâmina de aço provida de uma membrana também de aço (**Figura 1.7**). Durante a penetração no solo é injetado gás sob pressão, de forma que a membrana possa pressionar o solo e medir a sua deformação e o esforço de penetração.

A interpretação dos resultados permite a obtenção de parâmetros geomecânicos do solo a partir de correlações de natureza semi-empírica (**Schnaid, 2000**). Um índice particularmente interessante para avaliação de deformações é o módulo edométrico (**M**), que permite com relativa facilidade estimar valores de recalques no piso projetado.

É possível também obter – através do índice do material (**Id**) – o tipo do solo – areia, silte, ou argila. Além de permitir aferir os valores de recalque e demais características não obtidas nos tradicionais ensaios, os ensaios de **DMT** também garantem um índice de confiabilidade e de precisão bem

superiores às sondagens; isto porque a execução do ensaio é praticamente automatizado, com pouca influência do operador, e os seus valores são obtidos a cada 20cm da profundidade do furo, enquanto as sondagens apresentam valores a cada 100cm.

No Brasil ainda não temos normas para o ensaio **DMT**, mas ele pode ser controlado pelas seguintes normas estrangeiras:

- ASTM – D6635-01 – Standar Test Method for Performing the flat plate Dilatometer Test.
- Eurocode 7 – Geotechnical Design – Part 3 – “Design assisted by Field testing” – Section 9 – “Flat Dilatometer Test (DMT)”.

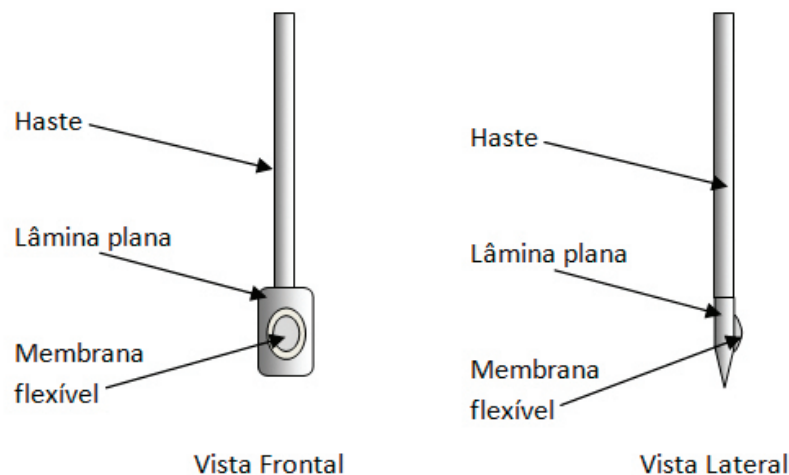


Figura 1.7: Aparelho para execução do ensaio DMT (Dilatômetro de Marchetti)

1.7.2 Ensaios de Cone – CPT – e Piezocone – CPT_p

O ensaio consiste na penetração no solo de um cone padronizado, que é capaz de medir, através de sistemas automatizados de aquisição de dados, as deformações e o esforço necessários para a cravação da ferramenta no horizonte do solo em análise. As medidas são realizadas de modo contínuo, sendo obtidos os seguintes parâmetros do solo (**Figura 1.8**):

- resistência de ponta, q_c ;
- atrito lateral, f_s ;
- poropressão (ou pressão neutra), u .

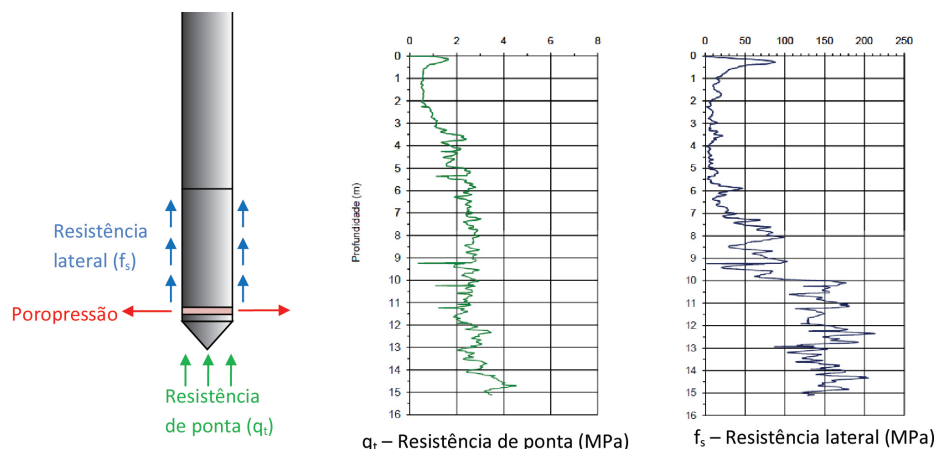


Figura 1.8: Aparelho para execução do ensaio CPT (Cone Penetration Test)



Os ensaios de **CPT** e **CPT_u**, assim como os ensaios **DMT**, praticamente não têm influência do operador. São indicados principalmente para solos de baixa resistência ou compressíveis, permitindo estimativas realistas das propriedades do solo (**Schnaid, 2000**), sendo muito úteis na análise de solos porosos, muito comuns no Brasil. Os ensaios de **CPT** são regidos pela norma brasileira **NBR12069**.

1.7.3 – Falling Weigh Deflectometer (FWD):

O **FWD** é um ensaio que permite medir a deflexão recuperada de uma determinada carga aplicada no subleito, sub-base ou até mesmo do pavimento acabado. É similar ao ensaio de viga **Benkelman**, bastante comum no meio rodoviário para projeto e recuperação de estradas.

A partir da deflexão medida, é possível estabelecer o módulo de elasticidade – ou mais apropriadamente o módulo resiliente (**M_R**) do solo. Este parâmetro pode substituir diretamente o módulo de deformação **k** ou este pode ser correlacionado diretamente com **M_R**.

A grande vantagem do ensaio **FWD** é a facilidade de execução, sendo bastante útil principalmente no controle executivo.

O ensaio é feito através da queda de um peso padronizado sobre uma placa padrão apoiada sobre a superfície do subleito ou da sub-base (**figura 1.9**). Desta queda são obtidas as medidas de deslocamento vertical recuperáveis da superfície, e com estes dados manipulados, consegue-se obter o valor estimado do módulo de reação da fundação (**k**). A grande vantagem deste ensaio é a rapidez de sua execução, podendo obter um grande número de pontos, e abranger uma grande área, durante um dia, diferentemente do ensaio de placa.

O ensaio de **FWD (Falling Weigh Deflectometer)** é regido pela norma **DNER-PRO273**.

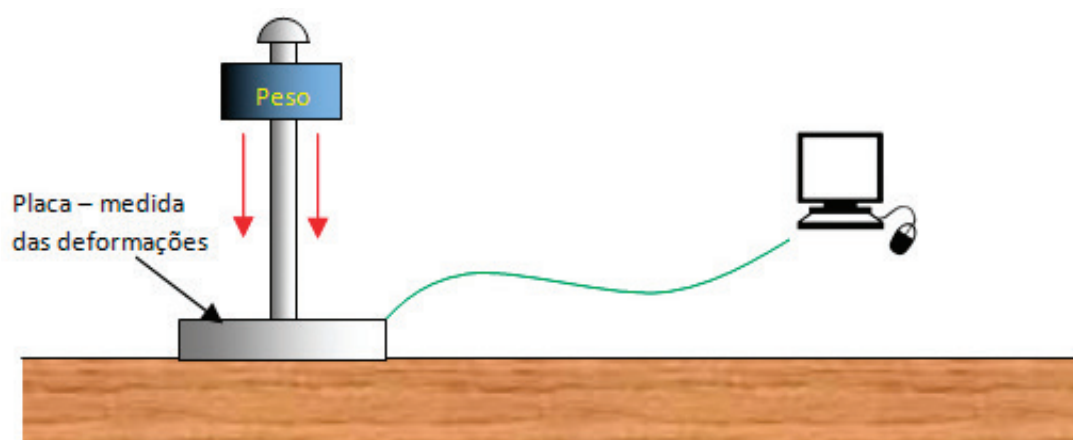
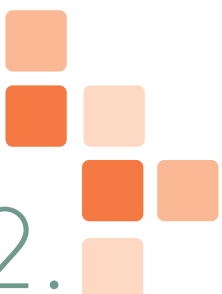


Figura 1.9: Esquema do ensaio FWD (Falling Weigh Deflectometer)



02. SUB-BASE

2.1. Introdução

É comum a ocorrência de certa dúvida com relação à nomenclatura das camadas do pavimento rígido, pois geralmente é associada à do pavimento flexível cujas camadas estruturais são: revestimento (capa asfáltica), base e sub-base.

Para o pavimento rígido, alguns pesquisadores consideram que a placa de concreto assume simultaneamente a função de base e revestimento e, portanto, abaixo dela, vem a sub-base enquanto que outros seguem a nomenclatura dos pavimentos flexíveis. No Brasil a primeira é mais comum, mas não é errado empregar os termos base e sub-base indistintamente para pavimentos de concreto **(Yoder & Witczak, 1975)**.

As sub-bases são elementos estruturais intermediários entre as placas de concreto e o subleito, formado pelo terreno natural ou por solo trocado, devidamente compactado, e são de importância primordial ao desempenho do piso.

A importância da sub-base é fácil de compreender quando se imagina o sistema estrutural de uma placa de concreto ($E_c = 28000$ MPa), apoiada sobre um solo mediano ($E_s = 80$ MPa): a relação entre os módulos acaba sendo muito elevada, pois o módulo de deformação da placa acaba sendo centenas de vezes mais alta do que o do solo. Se entre os dois materiais é colocada uma camada de, por exemplo, brita graduada ($E_{SB} = 300$ MPa), a relação E_c/E_{SB} passa a ser aproximadamente 100 e entre E_{SB}/E_s próxima a 3.

Obviamente que a rigidez das diversas camadas não é função apenas do módulo de elasticidade delas, mas também da espessura¹, mas parece razoável que quando introduzimos uma camada de rigidez intermediária entre a placa e o solo o sistema passa a ser mais harmônico, controlando principalmente os deslocamentos verticais.

No passado, muitas rodovias de concreto apresentaram sérios problemas pela ausência de sub-base provocadas, principalmente pelo bombeamento, que é a perda de material fino da camada de suporte, expelido junto com água pela junta. O mesmo fenômeno ocorre em pisos.

Excetuando-se os casos muito particulares em que ocorra a concomitância entre baixas solicitações de cargas, subleito homogêneo, com boa capacidade de suporte, com ausência de material fino plástico e clima seco, é fundamental a presença da sub-base para se obter um produto final de qualidade. Para tanto, são definidos neste capítulo os principais requisitos e tipos de sub-bases.

¹ - rigidez de uma camada varia com o cubo da sua espessura

2.2 - Funções da Sub-base

As sub-bases possuem cinco funções básicas (adaptado de **Pitta, 1987**):

a - eliminar a possibilidade da ocorrência do bombeamento de solos finos plásticos.

O processo do bombeamento, ou pumping, é a expulsão dos finos plásticos de um solo através das juntas, bordas ou trincas de um pavimento, diminuindo drasticamente a capacidade de suporte do subleito, uma vez que o fenômeno provoca profundas alterações no esqueleto sólido do solo; a falta de suporte adequado induz a maiores deformações da placa, levando a níveis críticos as tensões de tração na flexão do piso, redundando na sua ruptura. O bombeamento está ligado a:

- existência de finos plásticos no subleito;
- saturação do subleito;
- juntas ou trincas no pavimento;
- cargas intensas móveis.

A fim de prevenir o bombeamento, não são necessárias grandes espessuras de sub-base. Há registros (**PITTA, 1987**) de pavimentos de concreto, com sub-base com apenas 50 mm de espessura, apoiados em subleitos extremamente favoráveis à ocorrência do bombeamento em que, mesmo após dez anos de trabalho sob condições severas de tráfego, o fenômeno não se manifestou.

O Brasil é rico em exemplos negativos de como a ausência da sub-base pode reduzir drasticamente a vida útil de um pavimento rígido e muito embora na grande maioria dos casos os pavimentos industriais encontram-se em áreas cobertas, ainda assim é recomendável o seu emprego, pois durante a fase executiva, há presença massiva de água, advinda, por exemplo, da cura do concreto ou mesmo das próprias operações de concretagem. Outro dado importante é que a existência de camada granular impõe restrição à umidade ascendente, que é crítica no caso do piso ser revestido.

b - evitar variações excessivas do material do subleito.

Os materiais de subleito, quando formados por solos expansivos podem, em presença de água, ou em sua ausência, sofrer fenômenos de expansão ou retração, que podem vir a prejudicar a capacidade de suporte do subleito, provocando deformações de tal ordem que, se não houver colapso, o rolamento ficará bastante prejudicado frente às deformações.

Nos casos em que o subleito é submetido ao processo de escarificação e compactação, é fundamental a adoção de um rígido sistema de controle de umidade, que deve ser igual ou ligeiramente superior à ótima, resultando em uma camada cuja espessura final compactada seja de pelo menos 30 cm.

A **tabela 2.1 (PITTA, 1987)** apresenta a correlação entre o **IP** - Índice de Plasticidade, porcentagem de inchamento e grau de expansibilidade.

Índice de plasticidade (%)	Porcentagem de inchamento	Grau de Expansibilidade
Inferior a 10	Inferior a 2	não expansivo
$10 < IP < 20$	$2 < i < 4$	moderadamente expansivo
Superior a 20	Superior a 4	altamente expansivo

Tabela 2.1: Relação entre IP, porcentagem de Inchamento e Grau de Expansibilidade

c - uniformizar o comportamento mecânico da fundação ao longo do piso

A presença da sub-base introduz dois novos aspectos ao comportamento mecânico do conjunto **pavimento & fundação**: primeiro, uniformizando o comportamento da fundação e, segundo, aumentando a capacidade estrutural.

Ao contrário do que se poderia imaginar, a uniformidade é o aspecto mais importante, sendo a melhoria da resistência apenas uma vantagem acessória. Tal fato origina-se a partir do princípio de que a função do conjunto **pavimento & fundação** é absorver as tensões de cisalhamento oriundas do tráfego de veículos ou de carregamentos estáticos.

A capacidade de absorção desses esforços e a consequente transmissão à camada inferior é função direta do módulo de elasticidade de cada material; o pavimento de concreto apresenta módulo de elasticidade mais elevado em comparação aos materiais normalmente empregados como sub-base e ao subleito, absorvendo a maior parte das tensões. Por exemplo, uma carga de 54,5 kN aplicada em uma placa circular de 730 cm², sobre uma placa de concreto de 20 cm de espessura, transmite cerca de 0,022 MPa à fundação (carga no interior da placa), para 0,75 MPa de carga atuante, ou seja, a placa de concreto reduziu em torno de 97% as tensões (**Childs, Colley & Kaspernick, 1957**). Fica claro, portanto, que o pavimento dispensa fundações com alta capacidade de suporte.

Todavia, a literatura descreve vários pavimentos construídos sem controle de compactação do subleito e sem sub-base, cujo comportamento, mesmo após 30 anos de serviço, apresentava-se excelente, onde o subleito apresentava um único horizonte de solo, sendo naturalmente uniforme. Quando surgiam defeitos, limitavam-se aos trechos de transição entre corte e aterro ou onde havia mudanças repentinas no tipo do solo, isto é, quando o solo não apresentava comportamento mecânico uniforme, isto é, a falta de homogeneidade da fundação foi responsável pelas patologias.

d - incremento na transferência de carga nas juntas

Esse efeito é devido à redução nas deformações da placa, pois embora a redução das tensões pela presença da sub-base nem sempre seja significativa², a deflexão será sempre menor, pois varia inversamente com o módulo de reação k da fundação.

Embora o pavimento rígido seja capaz de excelente performance mesmo sobre solos de baixa capacidade de suporte, como os mais plásticos compreendidos entre as denominações A-5 até A-7, no caso dos pavimentos industriais deve ser feita uma ressalva relativa aos carregamentos permanentes - como os porta-paletes em áreas de depósito - que podem levar a deformações, gerando fissuras nas áreas descarregadas, normalmente nos corredores, causadas pelo momento negativo que ocorre na mudança de inflexão da linha elástica da laje³.

Esse tipo de fissura tem causado aborrecimentos e indignações, pois elas acabam ocorrendo nas áreas menos solicitadas - visto que o carregamento pontual de estanterias supera, com raras exceções, as ações dinâmicas das empilhadeiras. Nestes casos, é recomendável a execução de um reforço do subleito, executado com solo importado ou solo tratado, como, por exemplo, solo-brita.

O solo-brita, como o nome sugere, corresponde a uma mistura de solo com brita em proporções tais que permitam ganho expressivo da capacidade de suporte e muitas vezes são empregados inclusive como base de pavimentos flexíveis, devendo seguir necessariamente uma curva granulométrica pré-estabelecida (**Yoder & Witczak, 1975**), como as propostas pela **AASHTO**.

2 - Para bases cimentados, que apresentam elevado coeficiente de recalque, a redução das tensões na placa podem ser significativos

3 - O momento gerado pode ser calculado pela expressão $M = \frac{6EI\delta}{L^2}$ onde E, I, δ e L representam respectivamente o módulo de elasticidade do concreto, o momento de inércia da placa, e a deformação observada e a distância entre as inflexões da elástica da placa (**Bowles, 1996**).



Em geral, a capacidade de suporte dessas misturas irá variar em função do teor de finos⁴, pois quando ele é muito baixo, ocorrem muitos vazios na mistura, cuja estabilidade depende exclusivamente do contato entre partículas; a medida que o teor de finos aumenta, tanto a massa específica seca e o **CBR** aumentam, até que, em determinado ponto, as partículas maiores perdem o contato entre si, passando a flutuar nas partículas finas, levando a um decréscimo tanto da massa específica seca como do **CBR**.

É interessante notar que os máximos das duas propriedades citadas não são coincidentes no teor de finos da mistura, sendo que o do **CBR** é obtido com teor ligeiramente mais baixo.

Para o efeito de apenas reduzir a plasticidade do subleito, normalmente não são respeitadas curvas granulométricas com muita rigidez, pois adições de brita - normalmente se emprega a bica corrida⁵ - sempre elevará a capacidade de suporte do subleito, sendo frequentemente empregados teores que variam entre 30% e 50%. O solo-brita pode ser empregado também com sucesso para o controle de solos siltosos expansivos.

e – auxílio à drenagem subsuperficial

Embora não seja uma função primária da sub-base, é um recurso possível no caso da necessidade de drenagem do subleito. Neste caso o projeto do piso pode interagir junto com o projeto de drenagem, proporcionando uma sub-base de granulometria aberta, e com propriedades adicionais para garantir a percolação da água para o sistema de drenagem. Um exemplo deste tipo de sub-base é a **BGS (Brita graduada simples)** dentro da Faixa A especificada pelo DNIT 141, que apresenta as características mecânicas para absorver os esforços nesta camada, e também apresenta granulometria aberta o suficiente para garantir percolação de água.

2.3 - Tipos de Sub-bases

Pode-se dividir as sub-bases para pavimentos rígidos em dois grupos (**Pitta, 1998**): sub-bases granulares e sub-bases estabilizadas. A **figura 2.2** apresenta os tipos mais comuns de sub-bases para pavimentos de concreto.

Há ainda outros tipos de sub-bases estabilizadas, como as que utilizam a cal, betume ou outras substâncias químicas, que, todavia, não serão objeto de análise neste trabalho, por não representarem parcela significativa de utilização.

Sub-base Granular	Granulometria Fechada Granulometria Aberta
Sub-base tratada com cimento	Solo-cimento Brita graduada com cimento Concreto Rolado

Figura 2.2: Tipos Mais Comuns de Sub-bases para pavimentos de concreto

2.3.1 - Sub-bases Granulares

Na utilização de materiais granulares como sub-bases de pisos, existem alguns aspectos que devem ser levados em consideração na fase de projeto para se obter um produto final de boa qualidade.

4 - O presente caso, considera-se como material fino aquele que passa pela peneira 0,075mm (#200)

5 - A bica corrida é um material resultante da britagem, sem que haja preocupações de classificação granulométrica.

O primeiro aspecto que deve ser considerado diz respeito à estabilidade do material. Entende-se por material estabilizado todo aquele cuja granulometria obedece a uma curva do tipo da de **Talbot**.

As britas normalmente empregadas na confecção de concreto, que situam-se em faixas granulométricas estreitas, sendo praticamente monogranulares, não apresentam características que permitam sua estabilização granulométrica, apresentando baixa capacidade de suporte, fato facilmente comprovável em obra, pois qualquer movimentação de equipamentos desagrega facilmente a base recém compactada.

Adicionalmente à granulometria, é necessário que o ligante, que é o material que passa pela peneira nº 40, não seja muito ativo. A dosagem das diversas frações de pedregulho, areia, silte e argila na composição de um solo estabilizado pode ser feita por processos analíticos comumente utilizados no proporcionamento de qualquer mistura granular, a partir de suas curvas granulométricas.

O segundo aspecto a ser considerado diz respeito aos critérios de projeto que impeçam o fenômeno de bombeamento. Conforme sugestão do **Bureau of Public Roads**, materiais que obedecem às especificações da **AASHTO (PITTA, 1998)** atendem satisfatoriamente às condições de impedimento do bombeamento. Tal especificação recomenda:

- a - tamanho máximo do agregado inferior a 1/3 da espessura da sub-base;
- b - quantidade de material passando na peneira nº 200 inferior a 35%;
- c - índice de plasticidade inferior a 6%; d - Limite de liquidez inferior a 25%.

De maneira mais expedita, é possível obter-se a brita graduada usinada, isto é, adequadamente dosada, sendo possível estabelecer a faixa mais recomendável para o pavimento em análise, podendo-se seguir, por exemplo, uma das seguintes faixas granulométricas do **DNIT**, que considera como admissíveis as apresentadas na **tabela 2.3 (DNIT, 1997)**.

Tipos	Para N > 5 x 10 ⁶				Para N < 5 x 10 ⁶		Tolerâncias da faixa de projeto
Peneiras	A	B	C	D	E	F	
	% em massa passando						
50	100	100	-	-	-	-	± 7
25	-	75-90	100	100	100	100	± 7
9,5	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-	± 7
4,8	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	10-100	± 5
2,0	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100	± 5
0,425	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70	± 2
0,075	2-8	5-15	5-15	10-25	6-20	8-25	± 2

Tabela 2.3: Faixas Granulométricas Admissíveis

- a fração que passa na peneira 0,425 mm deverá apresentar limites de liquidez inferior ou igual a 25% e índice de plasticidade inferior ou igual a 6%; quando esses limites forem ultrapassados, o equivalente de areia deverá ser maior que 30%.

- a porcentagem do material que passa na peneira 0,075 mm não deve ultrapassar 2/3 da porcentagem que passa na peneira 0,425 mm.

A faixa tipo **A** é denominada de graduação aberta e permite o rápido escoamento das águas que permearam o revestimento, enquanto que a **B**, de graduação densa, é menos permeável e tem bom desempenho em áreas cobertas. As designações de **N**, referem-se ao eixo padrão rodoviário, que auxiliam na interpretação do volume de tráfego para pavimentos flexíveis.



A espessura da sub-base a ser adotada é função direta do terreno de fundação e do carregamento do piso. No caso apenas do controle do bombeamento, a espessura pode ser da ordem de 75 mm. Para pavimentos industriais, é recomendado no mínimo 100 mm, podendo ir até 200 mm. A **figura 2.4 (página 28)** apresenta o incremento de **k** em função da presença de sub-base granular.

2.3.2 - Sub-bases Tratadas com Cimento

As sub-bases tratadas com cimento incorporam um ganho de qualidade ao pavimento como um todo, posto que, quando comparadas às sub-bases de material granular, diminuem significativamente as tensões transmitidas ao subleito e, por consequência, as deformações do terreno de fundação.

Para se ter uma ideia da sua importância no controle das deformações, a **figura 2.5 (Pitta, 1998)** apresenta uma comparação entre os recalques totais ocorridos em pavimentos de concreto quando apoiados em sub-bases granulares e nas tratadas com cimento. A **figura 2.6 (página 29)** apresenta o incremento de **k** em função da presença de sub-base tratada com cimento.

A eficiência da sub-base pode ser, a priori, avaliada pelo módulo de elasticidade ou resiliente dos materiais que as formam. Na **figura 2.7 (Rodrigues & Pitta, 1997)** é apresentada a faixa de variação usual para os diversos materiais empregados.

Material	Teor Cimento em Massa (%)	Recalque total (mm) com cimento	Recalque Total (mm) sem cimento
Areia	4,00	0,13	3,56
Pedregulho graduação aberta	5,30	0,25	5,60
Pedregulho graduação Fechada	4,00	0,13	3,30
Calcalho	5,30	1,02	4,32

Figura 2.5: Medidas de recalques em pavimentos de concreto ($e_{\text{sub-base}}=150\text{mm}$)

Solo Melhorado com Cimento

O solo cimento foi uma das primeiras bases tratadas com cimento empregadas no Brasil, havendo registros de sucesso do seu emprego na construção de aeroportos na década de 1940. Hoje em dia caiu em desuso em função principalmente das dificuldades executivas; em seu lugar, vem crescendo a utilização do **solo melhorado com cimento - SMC**.

A diferença entre os dois materiais - o **solo cimento convencional** e o **SMC** - está fundamentalmente no teor de cimento empregado, que neste caso é mais baixo, variando entre 3% e 6% em volume. O **SMC** é executado com solos arenosos e o largo emprego desse material executado, por exemplo, com os solos finos arenosos vem atestando a sua qualidade e facilidade de execução.

TIPO DE MATERIAL	MÓDULO ELÁSTICO E (MPa)
Concreto compactado com rolo	7000 a 14000
Brita graduada tratada com cimento	3500 a 7000
Bases tratadas com asfalto	2500 a 2100
Misturas estabilizadas com asfalto	280 a 2100
Solo - Cal	140 a 300
Bases granulares	100 a 300
Material fino ou subleito	20 a 280

Figura 2.7: Módulos de materiais para Sub-base de pavimentos rígido

O solo tratado com cimento também pode ser empregado para o controle de materiais expansivos, visto que o cimento promove sensível redução no índice de plasticidade, dependendo do teor empregado - que para essas situações pode chegar até próximo a 8% (**Yoder & Witczak, 1975**). Entretanto, o emprego do cimento com esta finalidade acaba frequentemente esbarrando em questões econômicas e também operacionais, visto que solos com essas características tornam difícil a homogeneização com o cimento sem equipamento específico.

Em princípio, qualquer solo inorgânico pode ser estabilizado com cimento. Entretanto, é conveniente que o material a ser tratado atenda às seguintes características a fim de otimizar a sua utilização:

- a - material passante na peneira 50,8 mm superior a 80%;
- b - material passando na peneira 4,8 mm superior a 50%;
- c - material passando na peneira nº 40 superior a 15%;
- d - material passando na peneira nº 200 inferior a 50%;
- e - limite de liquidez do ligante menor que 45;
- f - matéria orgânica inferior a 2%;
- g - teor de SO_3 inferior a 0,2%.

O teor de cimento necessário para estabilizar um solo é função de suas características físico-químicas. A experiência tem demonstrado que:

- a - Todo solo composto por pedregulho e areia pode ser estabilizado com um teor mínimo de 7% de cimento;
- b - As areias silto-argilosas com pedregulhos, desde que contenham menos que 50% de silte mais argila, também deverão ser estabilizadas com teor mínimo de 7%;
- c - Todo solo contendo menos de 20% de argila e menos de 50% de silte + argila, mas que não contenha pedregulho poderá ser estabilizado com teor de cimento variando de 5 a 12%.

Regra geral para optar-se por essa solução é que os solos arenosos são mais eficientes como solo-cimento, graças à facilidade com que a mistura pode ser executada, apresentando também excelente resposta com baixos teores de adição (**SMC**), nos quais teores de 3 a 5 % apresentam respostas estruturais adequadas para sub-base de pisos industriais. No outro extremo, as argilas plásticas são extremamente difíceis de se misturar ao cimento, exigindo grande experiência por parte do profissional que irá executar essa mistura.

A **figura 2.6 (página 29)** apresenta o incremento de **k** em função da presença de sub-base do tipo



SMC enquanto a **figura 2.8 (página 30)** foca as bases estabilizadas com cimento.

Brita Graduada Tratada com Cimento

Trata-se de uma sub-base intermediária entre o solo-cimento e o concreto compactado com rolo (**Balbo, 1993**). A brita graduada tratada com cimento (**BGTC**) tem bom desempenho e aceitação como sub-base de pavimentos rígidos, como os pisos industriais, e é particularmente interessante no caso dos pavimentos reforçados, que assumem baixa espessura de placa.

Este fato deve-se a que as bases estabilizadas que apresentam elevado módulo, como o **concreto compactado com rolo (CCR)** ou a **BGTC** acabam trabalhando em conjunto com a placa de concreto em um sistema de placas duplas não aderidas, nos quais a capacidade de absorção de esforços está ligada à matriz de rigidez de cada placa (**Huang, 2004**).

Sob o ponto de vista estrutural a **BGTC** é considerada um caso particular do solo-cimento e o seu incremento estrutural é avaliado, por falta de dados mais apropriados com as curvas de **SMC (Pitta, 1996)** como pode ser visto na **figura 2.5 (página 25)**.

Na realidade, esta avaliação acaba sendo muito conservadora, visto que o módulo de elasticidade da **BGTC** faz fronteira com o do concreto compactado com rolo, mostrando capacidade estrutural acima das misturas de solo melhorado com cimento.

As espessuras usuais situam-se entre 10 e 20 cm e a resistência à compressão simples aos 7 dias deve ser superior a 3,5 MPa. Deve-se atentar para o limite superior da resistência, que, se for muito elevado, indicará que o módulo de elasticidade deve ser alto e neste caso, a sub-base absorverá uma parcela significativa dos esforços. A faixa granulométrica pode ser a da **Figura 2.9 (Balbo, 1993)**:

Peneira	% Passante
25	100
19	70 a 100
9,5	50 a 75
4,8	35 a 55
0,425	8 a 25
0,075	0 a 10

Figura 2.9: Faixa granulométrica recomendável

A **ABNT, 1990** indica ainda as seguintes limitações para a mistura:

- desgaste por abrasão Los Angeles inferior a 40%;
- durabilidade da pedra: perdas inferiores a 30% e 20% no sulfato de magnésio e sulfato de sódio respectivamente;
- índice de forma inferior a 2;
- equivalente em areia maior que 35%;
- espessura mínima da camada de 100 mm e máxima 150 mm;
- resistência à compressão simples superior a 3,5 MPa e inferior a 8,0 MPa.

Concreto Compactado com Rolo

O **concreto compactado com rolo - CCR** - é um excelente material para confecção de bases e sub-bases, tendo surgido do sucesso que o material apresentou na confecção de barragens. Pode ser definido como sendo um concreto de consistência seca, que no estado fresco permite ser misturado, transportado, lançado e adensado com equipamentos usualmente empregados em serviços de terraplanagem (**Andriolo, 1989**).

A diferença básica entre a **BGTC** - anteriormente definida - e o **CCR** está no consumo de cimento mais elevado deste e a não necessidade da observância de uma granulometria tão rigorosa; adicionalmente, pesquisas têm demonstrado que a energia de compactação é muito menos relevante do que o teor de cimento, que acaba governando as suas propriedades mecânicas (**Trichês, 1994**).

Muitas vezes confundido com o concreto pobre o **CCR** pode ter consumos variados, podendo atingir resistências elevadas para diversas aplicações, podendo ser até empregado como camada de rolamento, como um pavimento rígido (**Abreu, 2002**). Na função de sub-base, admitindo-se que a faixa de variação do módulo de elasticidade (módulo de deformação elástica) esteja situado entre 7 e 14 GPa, levaria a consumos aproximados entre 80 e 120 kg/m². Nesta faixa de consumo, de acordo com Trichês (**Trichês, 1994**), a massa específica seca máxima estaria ao redor de 2.250 kg/m² e a resistência à compressão entre 4 MPa e 10 MPa.

O **CCR** apresenta a facilidade de ser fornecido pelas concreteiras em caminhões do tipo betoneira, facilitando em muito o seu emprego, devendo-se apenas atentar que misturas secas podem se desagregar durante a descarga.

2.3.3 - Sub-bases Tratadas com Outros Estabilizantes

A diversidade geográfica do Brasil faz que ocorram situações em que há dificuldades de obter materiais necessários para a execução das sub-bases tradicionais. Em alguns casos é possível utilizar o solo local misturado com outros tipos de estabilizantes, além do cimento já descrito, que podem conferir propriedades semelhantes às sub-bases tradicionais.

Outra vantagem das sub-bases executadas com solos tratados é a sua característica ecológica. Por utilizar parte do próprio solo local, e deixar de utilizar materiais não renováveis, esta solução também tem um apelo sustentável, e vem ao encontro das soluções mais modernas que procuram alternativas que visam minimizar o impacto ao meio ambiente.

Dos materiais possíveis, os mais comuns são os estabilizantes químicos, geralmente subprodutos industriais, e a cal. Para serem caracterizadas como sub-bases as misturas dos solos com estes estabilizantes também devem ter características que reduzem os riscos de bombeamento de finos nos solos, que garantam uma homogeneidade para o apoio da placa de concreto e que também possam conferir um ganho estrutural para as camadas.

Desta forma é recomendado que as misturas de solos a serem utilizados com o objetivo de ser tornarem sub-base apresentem as seguintes características:

- quantidade de material passando na peneira no 200 $\leq$ 35%,
- índice de plasticidade $\leq$ 6%,
- limite de liquidez $\leq$ 25%,
- **CBR** superior 60% (ou superior à 80% para áreas sujeitas à tráfego pesado), ou conforme os critérios do projetista, e
- expansão $\leq$ 0,5%.



Solos estabilizados também podem ser utilizados para camadas de reforços do sub-leito, a partir da mistura do solo local com uma baixa dosagem de estabilizante. Esta camada normalmente é solicitada pelo projetista, quando o subleito local apresenta alguma deficiência, como, por exemplo, alta expansão ou baixo **CBR**. Neste caso as exigências do solo tratado com estabilizante é menos rigorosa, sendo recomendado que a mistura de solo com estabilizante garanta as seguintes características:

- **CBR** superior 20%, ou conforme os critérios do projetista, e
- expansão $\leq 2,0\%$.

A seguir é descrito algumas das propriedades da cal e do estabilizante químico:

Cal: a cal é um dos materiais mais antigos da construção civil, normalmente utilizado como aglomerante. A cal é originada a partir da decomposição térmica do calcário, quando este é exposto a temperaturas da ordem de 900°C , processo denominado calcinação, dando origem ao óxido de cálcio CaO (ou cal virgem).

A cal virgem é altamente reativa quando e em contato com a água, forma hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 – ou cal hidratada – liberando expressiva quantidade de calor.

Para o tratamento do solo pode-se utilizar tanto a cal virgem como a cal hidratada, sendo que a cal virgem apresenta uma eficiência maior sob o ponto de vista de estabilização, porém a sua utilização deve ser cercada de maiores cuidados em função da reatividade do material. A cal também pode ser utilizada em de solos com excesso de umidade, permitindo com isto a sua compactação.

Estabilizante químico: os estabilizantes encontrados no mercado podem ser líquidos que agem no solo através de reações catiônicas ou em forma de pó que agem como aglomerantes de bases cimentícias. Os estabilizantes provocam reações químicas entre as partículas do solo, de forma a reduzir a plasticidade do solo, aumentado a sua coesão e a sua impermeabilidade, com isto eles conferem um aumento no CBR do solo e uma redução na expansão, que dependendo da dosagem e do tipo de solo eles podem ser utilizados como sub-bases ou reforços do subleito.

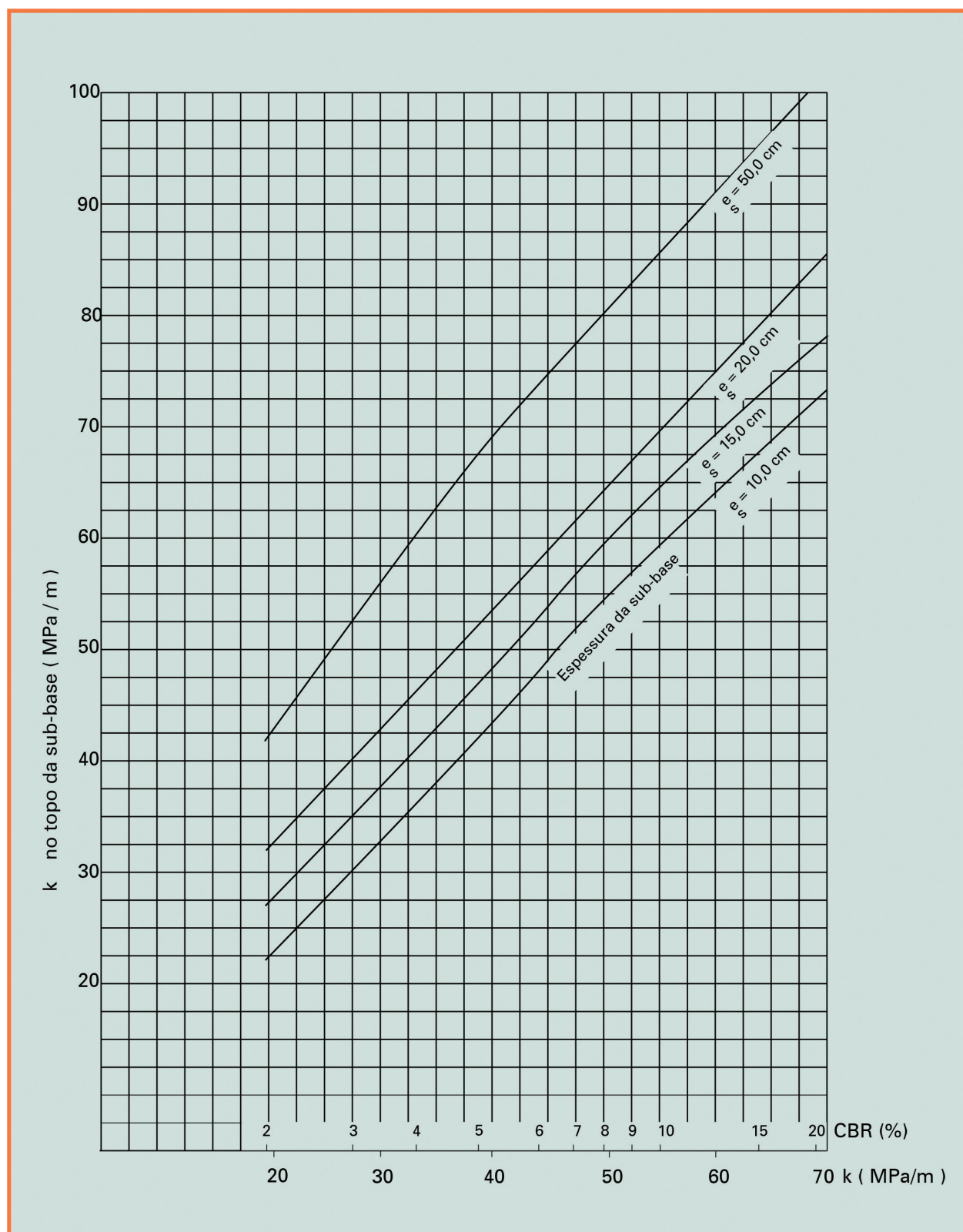


Figura 2.4: Aumento de k devido à presença de sub-base granular

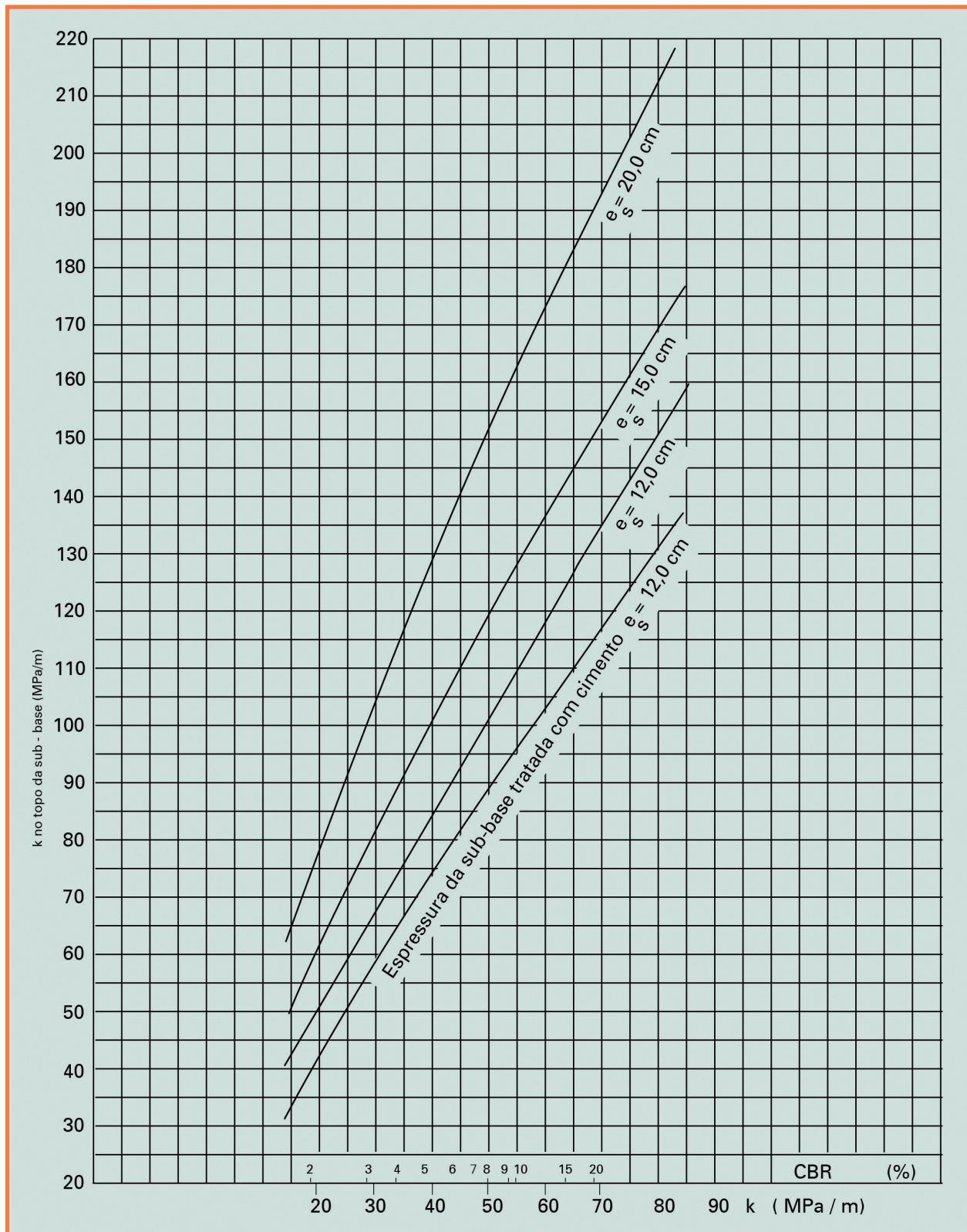


Figura 2.6: Aumento de k devido à presença de sub-base tratado com cimento (SMC) ou brita graduada tratada com cimento

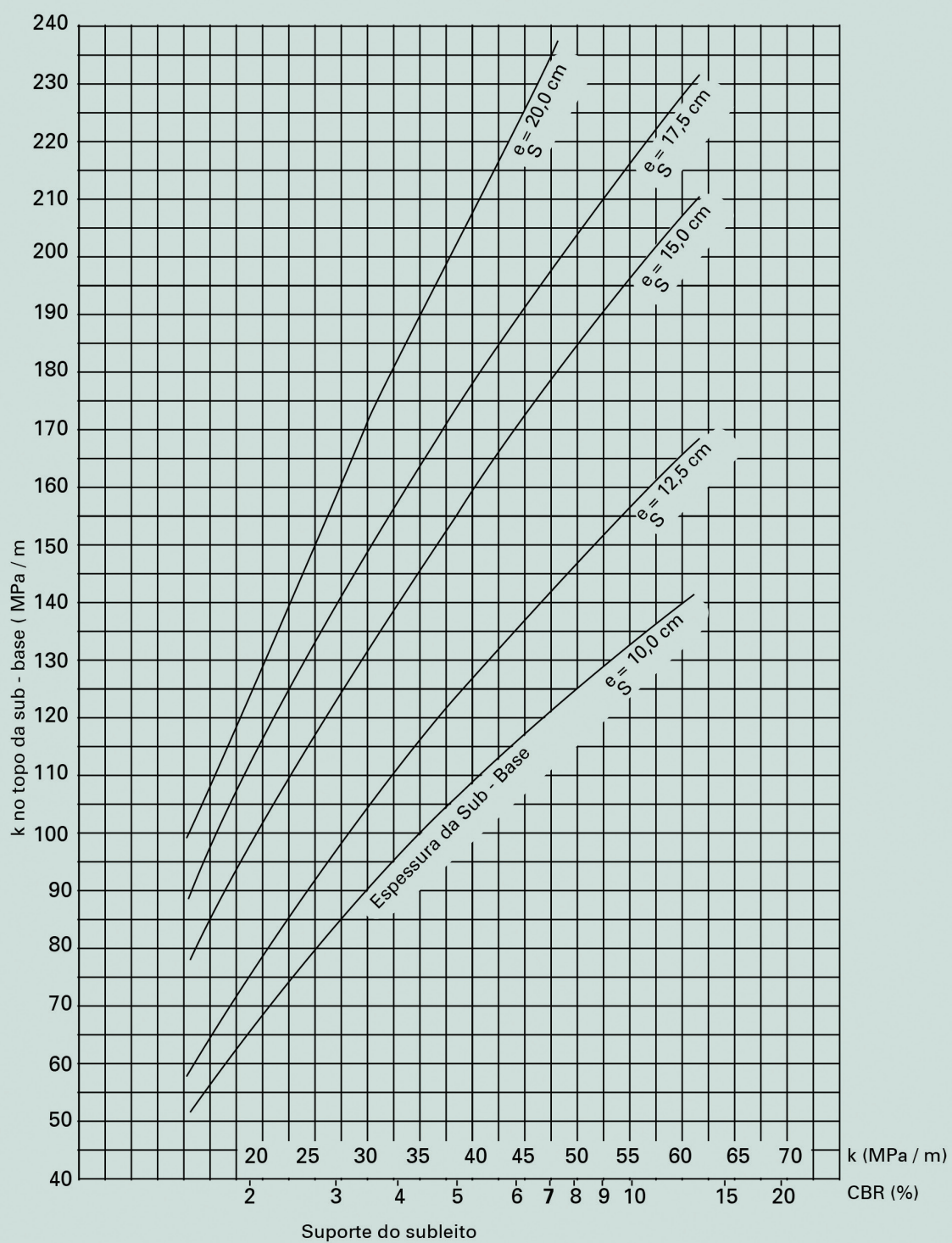


Figura 2.8: Aumento de k devido à presença de sub-base de solo-cimento



03.

MATERIAIS

3.1. Introdução

Os materiais empregados na confecção dos pavimentos industriais apresentam algumas peculiaridades que muitas vezes diferem daqueles empregados na construção convencional e é preciso conhecê-las para que se tenha um bom produto final. O sucesso de um pavimento industrial, está intimamente apoiado no tripé: projeto, execução e materiais.

Neste capítulo iremos tratar dos insumos que compõe a placa de concreto e os relativos ao tratamento das juntas, já que aqueles empregados na fundação já foram tratados nos capítulos precedentes. O concreto, devido a sua importância, será tratado em capítulo à parte.

3.2 - Cimento

No Brasil, encontram-se normalizados cinco tipos de cimento Portland, dependendo do tipo e do teor de adição, denominados CP-I a CP-V. O primeiro correspondia ao antigo cimento Portland comum, hoje não mais produzido, sendo que o CP-I tem suas adições limitadas praticamente ao gesso.

O CP-II é um cimento composto, isto é, na sua composição, além do clínquer Portland, são agregados - além do gesso - adições ativas como a escória de alto forno¹ (CP-II-E), pozolana² (CP-II-Z) e filer calcário (CP-II-F).

Os cimentos CP-III e CP-IV são cimentos Portland de alto forno e pozolânico respectivamente e diferem do CP-II-E e CP-II-Z pelo teor das adições. Finalmente, o CP-V é um cimento que tem como principal característica a alta resistência inicial, podendo também ser encontrado na forma CP-V-RS, que apresenta resistência aos sulfatos pela incorporação da escória de alto forno.

As classes - níveis de resistência - podem ser 32 e 40, que correspondem ao mínimo da resistência em MPa aos 28 dias de idade, exceto para o CP-V³. Na **figura 3.1** são apresentadas as características físicas dos cinco tipos de cimentos (**ABCP, 1994**).

1 - A escória granulada de alto forno é um sub-produto da fabricação do aço apresenta composição química similar ao clínquer, porém na forma vítrea, sendo considerados cimentos letentes, cuja ativação ocorre pela presença do hidróxido de cálcio liberado na hidratação do cimento portland.

2 - Materiais pozolânicos são aqueles que por si só não possuem propriedade cimentícias, mas que são capazes de se combinar com o hidróxido de cálcio, formando compostos similares ao do cimento portland hidratado

3 - As classes 25, 32 e 40 não se aplicam ao cimento CP-V, embora seu nível de resistência final ultrapasse a classe 40

Tipo de cimento portland	Classe	Finura		Tempos de pega		Expansibilidade		Resistência à compressão				
		Resíduo na peneira 75mm (%)	Área específica (m ² /kg)	Início (h)	Fim (h)	A frio (mm)	A frio (mm)	1 dia (MPa)	3 dias (MPa)	7 dias (MPa)	28 dias (MPa)	91 dias (MPa)
CP I CP I-S	25 32 40	≥ 12,0 ≤ 10,0	≥ 240 ≥ 260 ≥ 280	≥ 1	≤ 10 ^(*)	≤ 5 ^(*)	≤ 5	-	≥ 8,0 ≥ 10,0 ≥ 15,0	≥ 15,0 ≥ 20,0 ≥ 25,0	≥ 25,0 ≥ 32,0 ≥ 40,0	-
CP II-E CP II-Z CP II-F	25 32 40	≤ 12,0 ≤ 10,0	≥ 240 ≥ 260 ≥ 280	≥ 1	≤ 10 ^(*)	≤ 5 ^(*)	≤ 5	-	≥ 8,0 ≥ 10,0 ≥ 15,0	≥ 15,0 ≥ 20,0 ≥ 25,0	≥ 25,0 ≥ 32,0 ≥ 40,0	-
CP III ^(*)	25 32 40	≤ 8,0	-	≥ 1	≤ 12 ^(*)	≤ 5 ^(*)	≤ 5	-	≥ 8,0 ≥ 10,0 ≥ 12,0	≥ 15,0 ≥ 20,0 ≥ 23,0	≥ 25,0 ≥ 32,0 ≥ 40,0	≥ 32,0 ^(**) ≥ 40,0 ^(**) ≥ 48,0 ^(**)
CP IV ^(*)	25 32	≤ 8,0	-	≥ 1	≤ 12 ^(*)	≤ 5 ^(*)	≤ 5	-	≥ 8,0 ≥ 10,0	≥ 15,0 ≥ 20,0	≥ 25,0 ≥ 32,0	≥ 32,0 ^(**) ≥ 40,0 ^(**)
CP V-ARI		≤ 6,0	≥ 300	≥ 1	≤ 10 ^(*)	≤ 5 ^(*)	≤ 5	≥ 14,0	≥ 24,0	≥ 34,0	-	-

(*) - Outras características podem ser exigidas, como calor de hidratação, inibição da expansão devida à relação álcali-agregado, resistência a meios agressivos, tempo máximo de início de pega.
 (**) - Ensaio facultativo
 (***) - A escória granulada de alto forno é um sub-produto da fabricação do aço apresenta composição química similar ao clínquer, porém na forma vítrea, sendo considerados cimentos letentes, cuja ativação ocorre pela presença do hidróxido de cálcio liberado na hidratação do cimento portland.

Figura 3.1: Exigências Físicas e Mecânicas do Cimento

Os cimentos com adições têm como ponto negativo o tempo de pega mais longo, sendo desfavoráveis quanto ao acabamento e ao maior intervalo em que a exsudação pode ocorrer, aumentando a probabilidade da ocorrência de fissuras plásticas, que acontecem na fase inicial do endurecimento do concreto, quando este ainda se encontra no estado plástico. Para os cimentos de classe 40, observa-se uma reversão positiva nesse quadro.

Como ponto positivo a destacar, os cimentos com adições apresentam melhor desempenho em face dos ataques químicos, notadamente os de escória de alto forno, que também apresentam tendência a terem maior resistência à tração na flexão para um mesmo nível de resistência à compressão.

3.3 - Agregados

Os agregados representam em média cerca de 70% da composição do concreto e isso é um indicativo da importância que eles representam nas suas propriedades.

Inicialmente, imaginava-se que eram inertes, mas hoje sabemos que alguns tipos podem reagir com o cimento, algumas vezes de maneira favorável, melhorando, por exemplo, a aderência com a matriz de pasta, outras de modo deletério, como as reações do tipo álcali-agregado ou álcali carbonato, que produzem géis expansivos, capazes de destruir a estrutura do concreto.

Felizmente, para os pisos, a ocorrência dessas reações exigem algumas condições específicas, como presença constante de água, nem sempre observadas. O emprego dos agregados na fabricação do concreto pode ser resumida em três motivos básicos:

- a - a óbvia redução de custos, já que esses materiais são bem mais baratos que o cimento portland;
- b - contribuir para o aumento da capacidade estrutural e do módulo de elasticidade do concreto “e”;
- c - controlar as variações volumétricas, principalmente às advindas da retração hidráulica do cimento.



Da mesma forma que nos solos, as imensas dimensões territoriais do nosso país faz com que a diversidade dos agregados também seja grande, tornando-se muito importante a avaliação de suas propriedades, que são regidas pela norma **NBR 7211 - Agregados para concreto (ABNT 1983)**. De maneira geral, se um determinado agregado pode ser empregado em concreto convencional, ele poderá ser utilizado para os pavimentos industriais; as exceções são apresentadas nos itens a seguir.

Os agregados podem ser classificados como naturais, quando não necessitam processo de beneficiamento, caso das areias e seixos rolados e os artificiais, como a pedra britada. Sob o ponto de vista de granulometria, os agregados podem ser subdivididos em miúdo e graúdo; no primeiro caso, denominado areia, a dimensão máxima característica é de 4,8 mm; e para os graúdos, aqueles que apresentam partículas acima dessa dimensão.

Agregados miúdos

Uma grande parcela da areia empregada no Brasil é natural, extraída de rios ou de cavas (depósitos naturais), mas com a nova legislação ambiental, cada vez mais tem-se procurado empregar as artificiais, oriundas do processo de britagem de rochas estáveis. Quanto a granulometria, as areias classificam-se em quatro faixas, indicadas na **figura 3.2 (ABNT, 1983)**.

O agregado miúdo apresenta forte influência sobre a trabalhabilidade do concreto: no caso do emprego de material muito fino, isso irá facilitar as operações de acabamento e a exsudação do concreto estará melhor controlada, mas haverá incremento na demanda de água do concreto, o que implica em dizer em aumento da retração hidráulica. Há também indícios que areias muito finas possam favorecer o fenômeno da delaminação, embora não haja comprovação científica desse fato.

No outro extremo, a adoção de areias grossas dificultará o acabamento, tornando a mistura áspera, de baixa trabalhabilidade e favorecerá a exsudação do concreto, muito embora possa ocorrer redução do teor de água do concreto. Areias artificiais costumam produzir o mesmo efeito, e em função disso geralmente são dosadas em conjunto com areias naturais finas, que irão suprir a deficiência de finos.

Peneira, mm	% Retida Acumulada			
	Fina	Média Fina	Média Grossa	Grossa
6,3	0 a 3	0 a 7	0 a 7	0 a 7
4,8	0 a 5 ^(a)	0 a 10	0 a 11	0 a 12
2,4	0 a 5 ^(a)	0 a 15 ^(a)	0 a 25 ^(a)	5 ^(a) a 40
1,2	0 a 10 ^(a)	0 a 25 ^(a)	10 ^(a) a 45 ^(a)	30 ^(a) a 70
0,6	0 a 20	21 a 40	41 a 65	66 a 85
0,3	50 a 85 ^(a)	60 ^(a) a 88 ^(a)	70 ^(a) a 92 ^(a)	80 ^(a) a 95
0,15	85 ^(b) a 100	90 ^(b) a 100	90 ^(b) a 100	90 ^(b) a 100

a - pode haver uma tolerância de no máximo 5 unidades percentuais em um só dos limites marcados com (a) ou em distribuídos em vários deles.
b - Para o agregado resultante de britagem, este limite poderá ser 80%.

Figura 3.2: Granulometria das areias

Outras características importantes que devem ser observadas são relativas às substâncias nocivas presentes no agregado miúdo, conforme apresentado na **figura 3.3 (Rodrigues, 1989)**. Muitas vezes, a simples observação da coloração da água proveniente da lavagem da areia fornece informações preciosas.

Substância Nociva	Limite Máximo
Torrões de argila (%)	1,5
Material Carbonoso ^(*) (%)	0,5
Material Pulverento (%)	5,0
Impurezas orgânicas (ppm)	300

Material Carbonoso^(*) - ASTM C33: Specifications for concrete aggregates.

Figura 3.3: Substâncias nocivas do Agregado miúdo

Agregados graúdos

Os agregados graúdos irão afetar mais as propriedades do concreto endurecido, como a resistência mecânica, notadamente à tração na flexão, módulo de deformação e a retração hidráulica.

O papel do agregado na retração é simplesmente por que ele praticamente não retrai⁴, e quando adicionado à argamassa acaba promovendo uma redução nas variações volumétricas por dois mecanismos: o volume relativo de material disponível para retração diminui e, por estar incorporado à pasta, que efetivamente retrai, acaba promovendo um confinamento.

Para o módulo de deformação do concreto, os agregados em geral apresentam forte influência, mas para os agregados oriundos de rocha a diferença relativa em função das características mineralógicas não promove mudanças a ponto de causar algum tipo de preocupação para a grande maioria dos casos.

Já a resistência à tração na flexão é bastante afetada pela natureza mineralógica, forma geométrica e textura superficial dos grãos. Concretos executados com agregados lisos, como o seixo rolado, apresentam resistência à tração na flexão invariavelmente mais baixas do que quando feitos com agregados texturados (**Bucher & Rodrigues, 1983**).

Agregados basálticos, em função basicamente da forma dos grãos - alongados - geram concretos menos resistentes (tração na flexão) do que os graníticos. Essa característica impõe limites severos no fator de forma dos grãos - que nada mais é do que a relação entre a sua maior dimensão (comprimento) e a menor (espessura). Para concretos convencionais o limite normalizado é 3, mas quando se exige resistência à tração na flexão, deve-se buscar valores mais baixos.

Resumidamente as principais recomendações para a escolha do agregado graúdo são:

- a - dimensão máxima característica entre 1/4 e 1/5 da espessura do pavimento;
- b - fator de forma inferior a 3, preferencialmente o mais próximo à forma cúbica;
- c - agregado lavado, sem a presença de materiais pulverulentos;
- d - o agregado deverá ser preferencialmente britado.

A última versão da norma **NBR 7211**, caracteriza os agregados graúdos pela sua zona granulométrica (**figura 3.4**). Esta classificação oferece um maior detalhamento sobre os tipos de agregados, porém é ligeiramente mais complexa que a classificação anterior. Este sistema ainda não se tornou usual para as obras em geral, portanto, optamos por apresentar neste manual também a antiga classificação granulométrica (**figura 3.5**).

Em função da limitação da dimensão máxima e espessura da placa, geralmente é empregada, no

4 - A retração do agregado está ligada a sua capacidade de absorver água e para as rochas ígneas ou metamórficas, como o granito, gnaiss, basalto, etc. e mesmo o calcário é desprezível. Entretanto, para algumas rochas sedimentares, concreções lateríticas e agregados leves - artificiais ou materiais - a retração pode atingir níveis importantes.



máximo, a zona 9,5/25, pura ou mesclada com a 4,8/12,5. Demais restrições do agregado graúdo são apresentadas na **figura 3.6 (ABNT, 1983)**.

Peneira com abertura de malha (ABNT NBR NM ISO 3310)	Porcentagem, em massa, retida acumulada				
	Zona granulométrica d/D ¹⁾				
	4,75/12,5	9,5/25	19/31,5	25/50	37,5/75
75mm	-	-	-	-	0 – 75
63mm	-	-	-	-	5 – 30
50mm	-	-	-	0 – 5	75 – 100
37,5mm	-	-	-	5 – 30	90 – 100
31,5mm	-	-	0 – 5	75 – 100	95 – 100
25mm	-	0 – 5	5 – 25 ²⁾	87 – 100	-
19mm	-	2 – 15 ²⁾	65 ²⁾ – 95	95 – 100	-
12,5mm	0 – 5	40 ²⁾ – 65 ²⁾	92 – 100	-	-
9,5mm	2 – 15 ²⁾	80 ²⁾ – 100	95 – 100	-	-
6,3mm	40 ²⁾ – 65 ²⁾	92 – 100	-	-	-
4,75mm	80 ²⁾ – 100	95 – 100	-	-	-
2,36mm	95 – 100	-	-	-	-

1) Zona granulométrica correspondente à menor (d) e à maior (D) dimensão do agregado graúdo.
2) Em cada zona granulométrica deve ser aceita uma variação de no máximo cinco unidades percentuais em apenas um dos limites marcados com (2). Essa variação pode também estar distribuída em vários desses limites.

Figura 3.4: Faixa granulométrica para agregados graúdos

Peneira mm	%Retida Acumulada (em massa)		
	Brita 0	Brita 1	Brita 2
32	-	-	0
25	-	0	0-25
19	-	0-10	75-100
12,5	0	-	90-100
9,5	0-10	80-100	95-100
6,3	-	92-100	-
4,8	80-100	95-100	-
2,4	95-100	-	-

Figura 3.5: Limites granulométricos das britas 0, 1 e 2 (versão anterior da NBR 7211)

Substância Nociva	Limite Máximo
Torrões de argila e partículas friáveis (%)	1,5
Material Carbonoso ^(*) (%)	0,5
Material Pulverulento (%)	1,0

Figura 3.6: Substâncias nocivas do Agregado graúdo

3.4 - Aditivos

O uso de aditivos está bastante disseminado entre os tecnologistas de concreto, sendo empregado em praticamente todas as obras, existindo uma vasta gama de produtos: redutores de água, retardadores, aceleradores, superplastificantes, além daqueles que incorporam mais de uma função.

Normalmente na execução dos pavimentos industriais a facilidade no lançamento do concreto é quase uma constante, não havendo, na maior parte das aplicações, a necessidade do emprego de misturas superfluídas ou de concretos autoadensáveis. Apesar de tentadora, pela enorme facilidade que oferece, a utilização de concreto auto-adensável deve ser feita com critério para que não haja segregação da mistura, exceto quando se emprega aditivo adequado para este fim.

Na maior parte das utilizações, os aditivos são empregados simplesmente para promover o aumento da plasticidade da mistura, permitindo a redução do consumo de água e cimento. Para essas situações são empregados aditivos plastificantes convencionais, devendo-se unicamente atentar para o fato de que esses aditivos costumam aumentar o tempo de pega do concreto, o que pode levar a problemas na fase de acabamento em função da desuniformidade com que a ela ocorre.

A causa dessa desuniformidade reside nas pequenas variações normais na dosagem, bem como na própria heterogeneidade da mistura, fazendo com que porções do concreto apresentem pega diferenciada.

O emprego de aditivos superplastificantes é feita quando há necessidade de limitações severas da retração, pois permitem manter a plasticidade com quantidade mais baixa de água. Os aditivos polifuncionais, que praticamente ocuparam o espaço dos plastificantes, permitem a sua utilização tanto como plastificante como para superplastificante, dependendo do teor que ele é empregado.

Aditivos retardadores do tempo de pega devem ser evitados pelos motivos já expostos. Em regiões de clima muito quente é costume o seu emprego para compensar a agressividade climática, mas quando fazemos isso estamos na verdade mascarando um problema maior, que é a concretagem em clima quente, que deve ter uma abordagem específica **(ACI, 1999)**.

Um tipo de aditivo que poderá ser muito útil para os pavimentos industriais são os que se propõe a combater a retração do concreto. Ainda pouco conhecidos no Brasil, foram desenvolvidos no Japão a partir de 1980 e têm como base compostos orgânicos à base de éter glicol ou propileno glicol e são capazes de promover reduções de até 80% da retração final do concreto **(Vieira & Benini, 2001)**.

3.5 Agregados de alta Resistência

Os pisos executados com argamassa de alta resistência eram muito populares no Brasil até a década de 1980 e se constituíam de placas de concreto revestidas com argamassas, aplicadas no sistema úmido sobre seco e, posteriormente, úmido sobre úmido, no qual o lançamento desta era praticamente simultânea com o substrato.

Com o avanço dos pisos monolíticos, constituídos por apenas uma camada de concreto de elevada resistência, esses sistemas praticamente caíram em desuso, pois toda a característica resistente é dada pelo próprio concreto.

Entretanto, ainda existem casos em que o concreto sozinho não consegue atender as necessidades abrasivas. Nesses casos, emprega-se aspersão de agregados de alta resistência sobre o piso, em taxas que variam entre 4 kg/m² a 7 kg/m²; esses agregados são produzidos com minerais duros, como o quartzo, diabásio, etc, e para solicitações mais intensas emprega-se uma parcela de agre-



gados metálicos, como o óxido de alumínio ou minério de ferro; aos agregados adiciona-se certa quantidade de cimento para permitir melhor acabamento superficial.

Com essas aspersões, frequentemente denominadas salgamento, consegue-se obter resistência à abrasão **Grupo B (NBR 11801)**⁵, enquanto que com o concreto de alta resistência normalmente os valores são do **Grupo C**. Materiais semelhantes podem ser encontrados já com cimento e outros aditivos minerais, havendo alguns com pigmentos, que permitem adicionar cor ao piso.

3.6 Tela Soldada

3.6.1 Definição

Tela soldada é uma armadura pré-fabricada, destinada a armar concreto, em forma de rede de malhas, constituída de fios de aço longitudinais e transversais, sobrepostos e soldados em todos os pontos de contato (nós), por resistência elétrica (caldeamento).

ABNT NBR 7481 - Tela de aço soldada - Armadura para concreto - Especificação

3.6.2 Outras normas

ABNT NBR 5916 - Junta de tela de aço soldada para armadura de concreto - Ensaio de resistência ao cisalhamento - Método de ensaio

ABNT NBR 6153 - Produtos metálicos - Ensaio de dobramento semiguiado - Método de ensaio

ABNT NBR 6207 - Arame de aço - Ensaio de tração - Método de ensaio

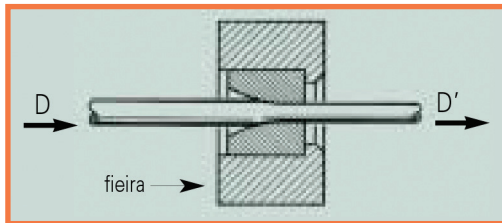
ABNT NBR 7480 - Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado - Especificação

3.6.3 Aço

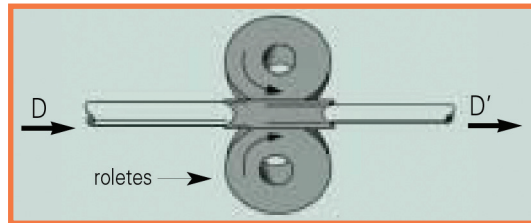
Produzido a partir do fio-máquina com baixo teor de carbono, submetido ao processo de trefilação ou laminação a frio, onde na prática ocorrerá o encruamento do aço, obtendo-se dessa forma a resistência desejada para a produção da tela soldada (CA 50 e CA 60). O encruamento total é feito por etapas, ou seja, reduções sucessivas no diâmetro do fio-máquina.

⁵ - Para maiores detalhes de resistência à abrasão, ver capítulo 4.

Trefilação



Laminação



3.6.4 Solda

A soldagem dos fios é feita por corrente elétrica (caldeamento), com o controle adequado da pressão dos eletrodos, corrente elétrica e tempo de soldagem.

O processo de soldagem não reduz a resistência à tração original do fio.

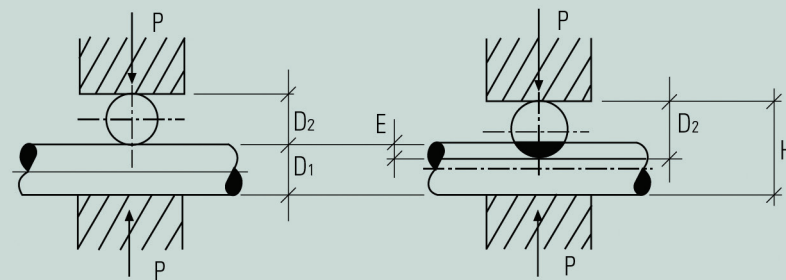
Como regra geral podemos dizer que esses parâmetros devem ser proporcionais aos diâmetros dos fios a serem soldados e, no caso de diferentes diâmetros eles serão correlacionados ao fio de menor diâmetro, a fim de garantir uma soldagem de qualidade.

D1 e D2: diâmetro dos fios a serem soldados

P: pressão nos eletrodos

H: altura total dos fios após a soldagem

E: penetração entre os fios após a soldagem



Obs: A soldagem entre fios de diferentes diâmetros deve atender a seguinte relação:

$$d_2/d_1 \geq 0,55$$

onde:

d_1 = fio de maior diâmetro

d_2 = fio de menor diâmetro

3.6.5 Fornecimento

As telas soldadas são fornecidas em painel e se dividem em duas categorias, que são: telas padronizadas e telas especiais.

3.6.5.1 Telas padronizadas

Dimensões:

Largura de 2,45 m

Comprimento de 6 m

Os espaçamentos entre fios para formar as malhas, podem ser de 10, 15, 20, 25 ou 30 cm, em cada direção.

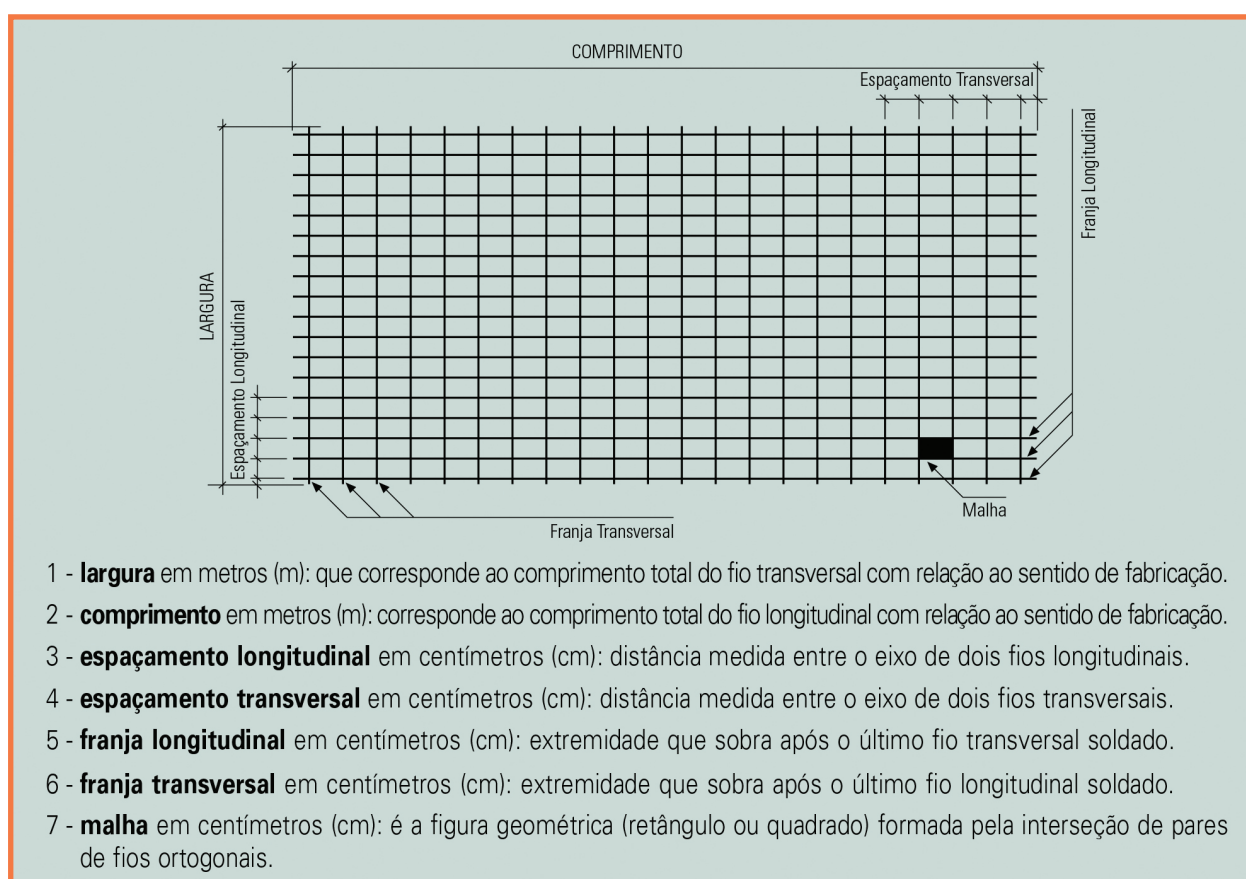


3.6.5.2 Telas especiais

São produzidas com características específicas, levando-se em conta as necessidades do projeto com relação as suas dimensões (largura/comprimento), relação entre as áreas de aço (principal/secundária), espaçamento entre fios (longitudinal/transversal) e comprimento de franjas (longitudinal/transversal).

OBS: Os fabricantes sempre devem ser consultados.

3.6.6 Desenho esquemático das telas soldadas



3.6.7 Designação

3.6.7.1 Telas padronizadas

São dois os elementos que formam a designação dessas telas, uma letra que define seu tipo e um número que informa a área de aço da armadura principal, em cm^2/m .

Exemplos

L 283

Letra - indica ser do tipo **L**

Número - informa a área de aço da armadura principal longitudinal igual a **2,83 cm^2/m**

T 503

Letra - indica ser do tipo **T**

Número - informa a área de aço da armadura principal transversal igual a **5,03 cm²/m**

3.6.7.2 Telas especiais

Em sua designação além da letra que define o tipo da tela, é acrescida a letra “**E**” e mais um número. A letra “**E**” indica que essa tela foi produzida para um determinado projeto sob determinadas condições, o outro número informa a área de aço da armadura secundária, em cm²/m.

Exemplos

EL 503/123

E - tela produzida para um projeto sob determinadas condições

L - indica o tipo da tela

503 - informa a área de aço da armadura principal, igual a **5,03 cm²/m**

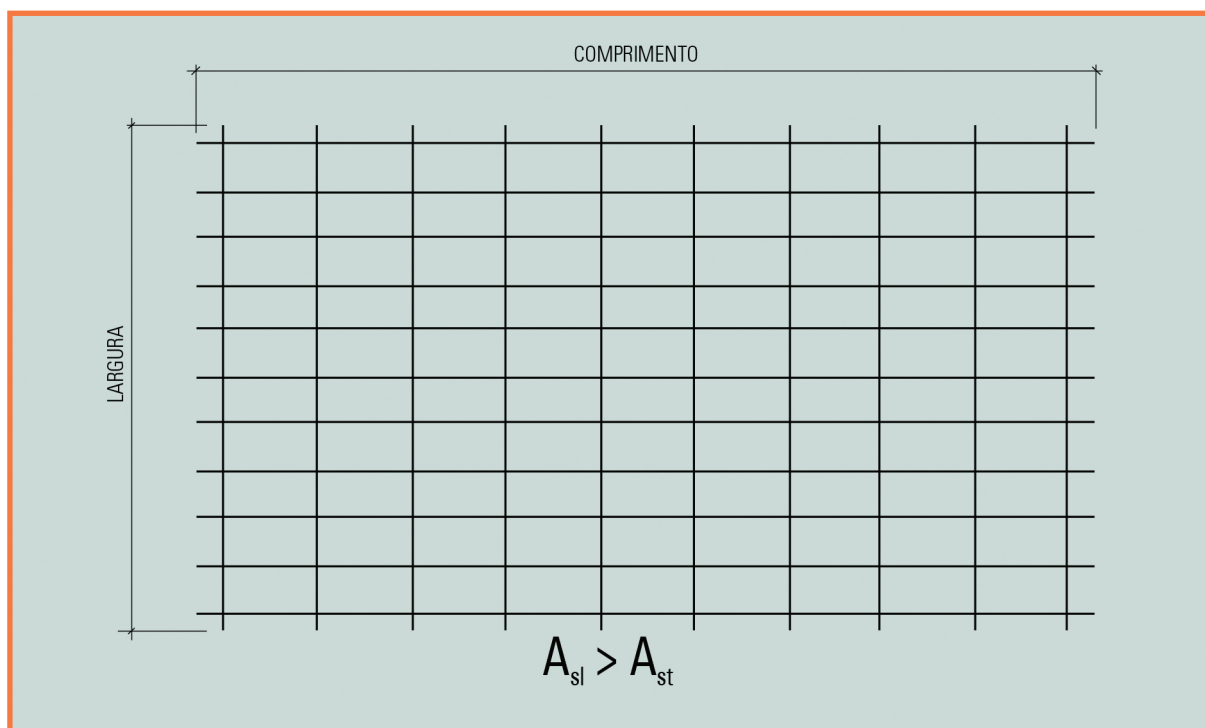
123 - informa a área de aço da armadura secundária, igual a **1,23 cm²/m**.

3.6.8 Tipos de telas soldadas

3.6.8.1 Telas padronizadas

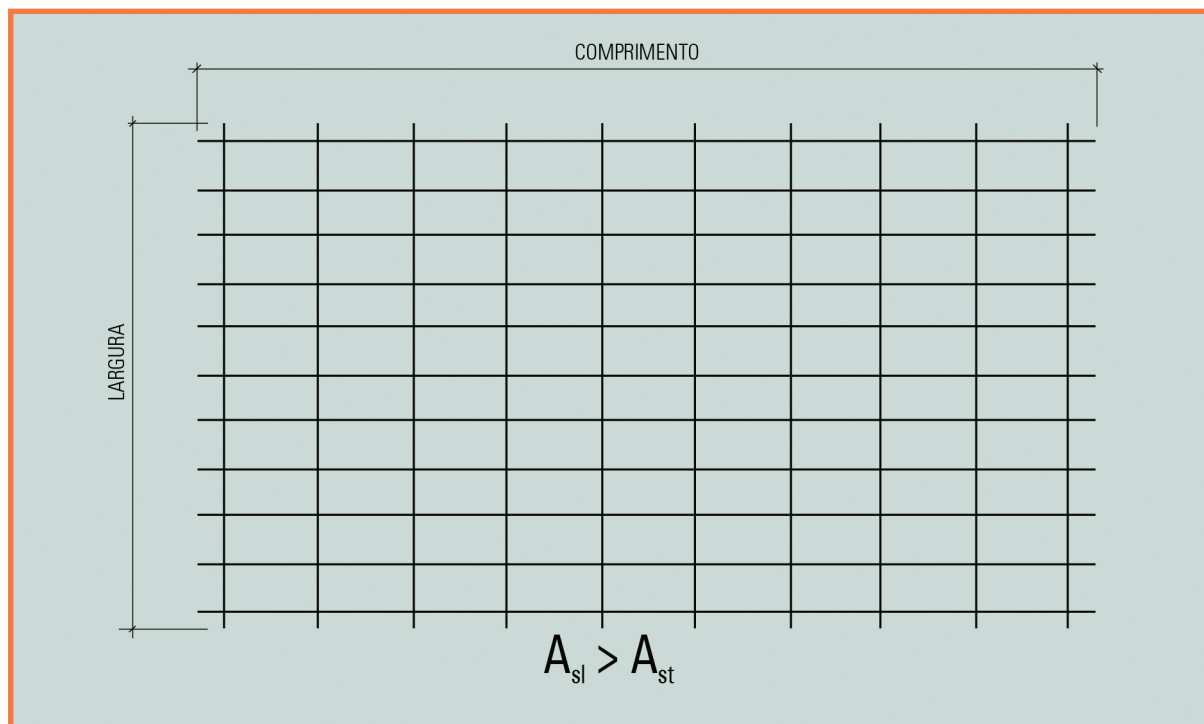
São produzidas cinco (5) tipos para concreto armado, conforme esquemas seguintes:

TIPO Q - Possui área de aço longitudinal igual a área de aço da transversal, usualmente malha quadrada.

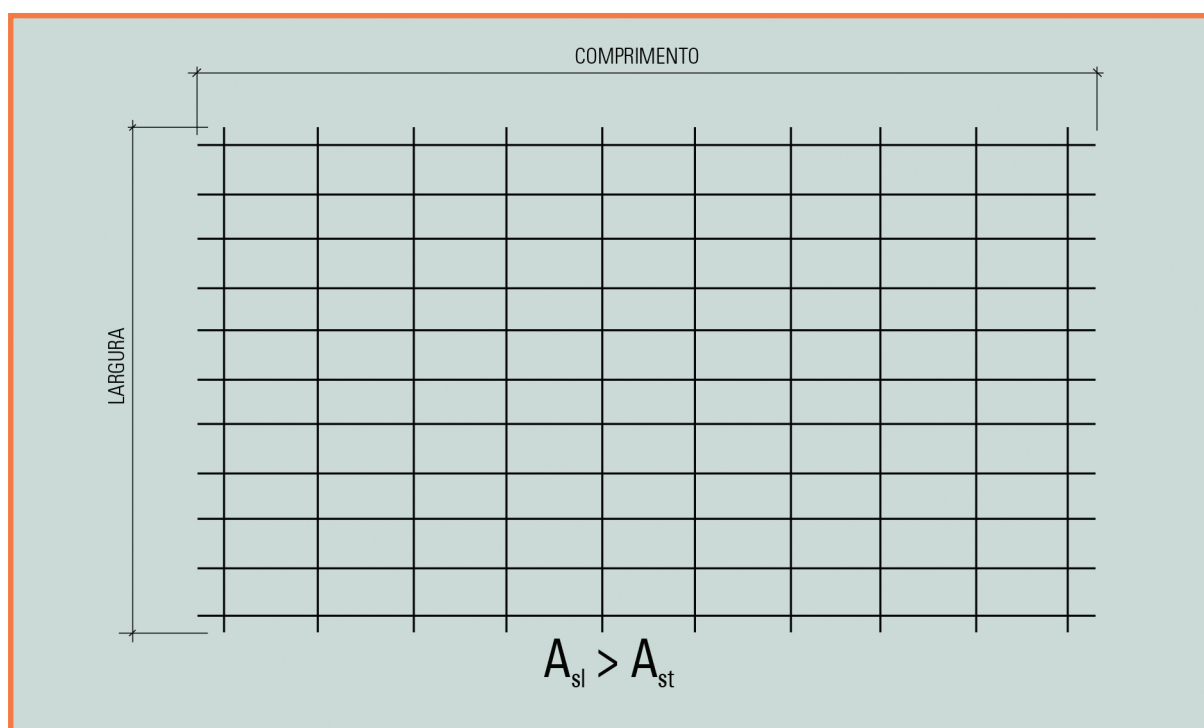




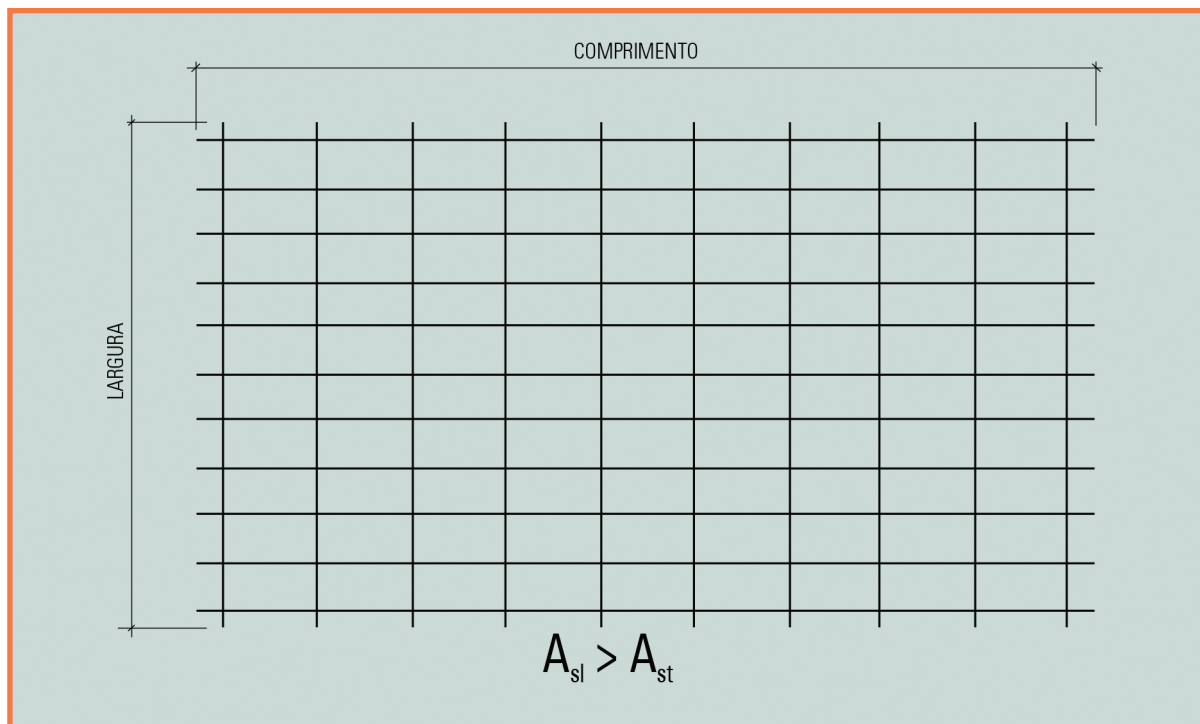
TIPO L - Possui área de aço longitudinal maior que a área de aço transversal, sem que haja alguma relação entre as duas, usualmente malha retangular.



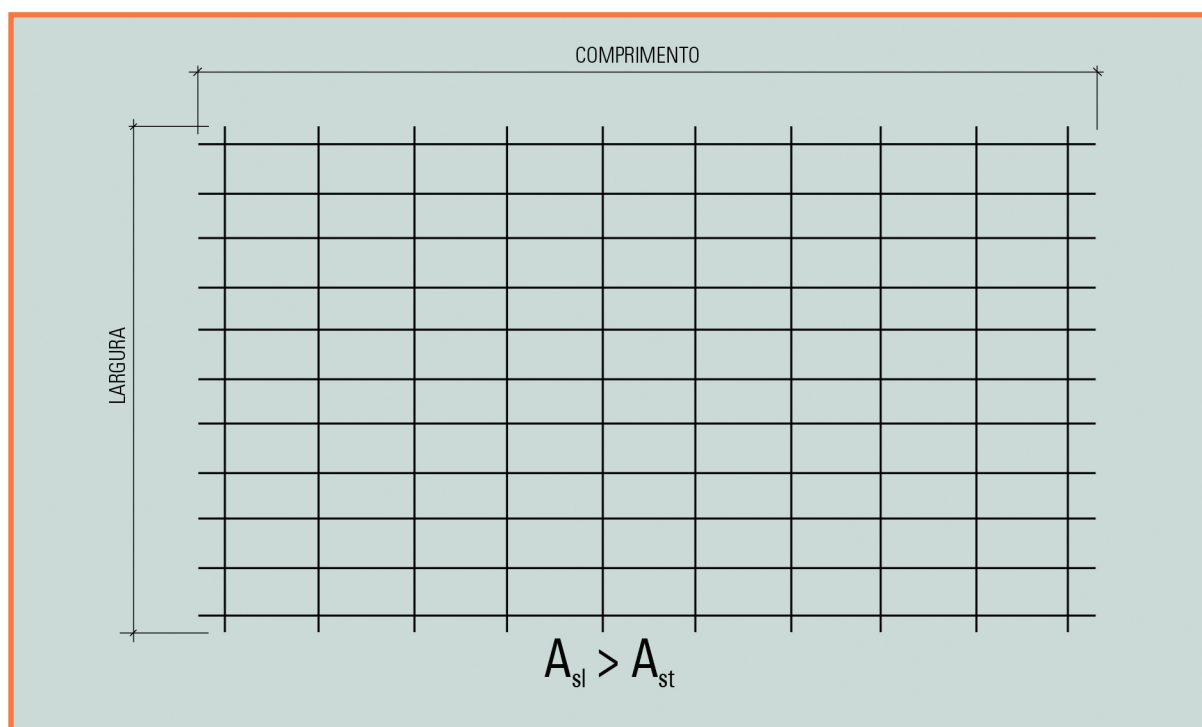
TIPO M - Possui área de aço longitudinal maior que a área de aço transversal, com relação fixa entre as áreas de aço, usualmente malha retangular.



TIPO R - Possui área de aço longitudinal maior que a área de aço transversal, com relação fixa entre as áreas de aço, usualmente malha retangular.



TIPO T - Possui área de aço transversal maior que a área de aço longitudinal, usualmente malha retangular.





3.6.8.2 Telas especiais

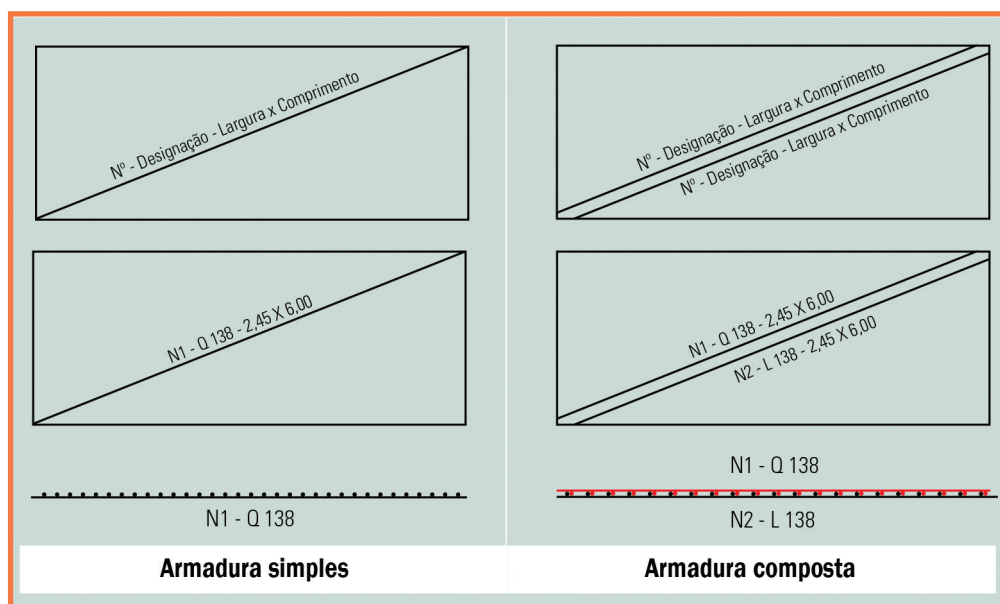
Sua produção depende das características do projeto e de acordo prévio com o fabricante.

3.6.9 Representação gráfica

Os painéis de telas soldadas são representados em um projeto sob a forma de um retângulo ou quadrado em escala com uma ou duas diagonais traçadas.

Uma diagonal traçada indica ser apenas um painel (armadura simples), no caso de duas diagonais traçadas, é a indicação de dois painéis (armadura composta), um sobre o outro sem espaçamento entre eles, com as mesmas dimensões e posicionados no mesmo local.

A diagonal serve para identificar o painel, será escrito sobre ela o número do painel para identificar sua posição sobre a forma, o tipo da tela (designação), a largura e o comprimento em metros.



3.6.10 Identificação das telas

Todo painel ou rolo de tela soldada é identificado por uma etiqueta em PVC que traz informações tais como: nome do fabricante, dimensões (largura e comprimento), designação (tipo da tela), etc. Desta forma o recebimento do produto na obra se torna mais fácil. Cada fabricante tem sua própria etiqueta.

3.6.11 Emendas

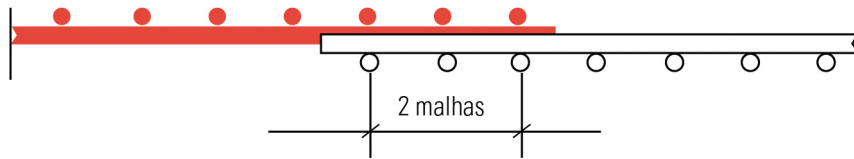
Um painel de tela soldada cobre uma determinada área de armadura sobre a forma, para executarmos o projeto em tela, é necessário fazer uma montagem desses painéis a fim de que toda área seja coberta.

Quando executamos essa tarefa, na realidade estamos colocando um painel de tela ao lado do outro, porém, é necessário que a armadura se torne contínua em toda sua extensão, para que isso ocorra precisamos fazer emenda entre os painéis que se dá pela sobreposição de malhas.

Essa emenda deve seguir as seguintes recomendações:

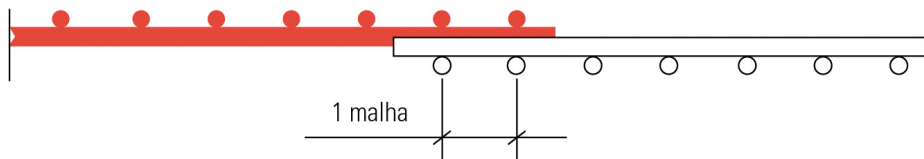
3.6.11.1 Emenda da armadura principal

Sobreposição de 2 (duas) malhas.



3.6.11.2 Emenda da armadura secundária

Sobreposição de 1 (uma) malha.



3.7 Selantes e Materiais de Preenchimento das Juntas

O surgimento das empilhadeiras de rodas rígidas promoveram uma alteração substancial nas juntas, pois o pequeno diâmetro delas passaram a introduzir esforços elevados nas bordas da junta, havendo a necessidade de desenvolvimento de materiais específicos para o seu preenchimento.

Com isso, passamos a ter duas categorias de materiais: os selantes e os materiais de preenchimento.

Os primeiros são empregados somente quando não há tráfego de empilhadeiras de rodas rígidas.

Selantes

Os selantes são materiais de natureza plástica, empregados na vedação das juntas do pavimento, permitindo a sua selagem. Sua importância é fundamental, visto que impedirá a entrada de partículas incompressíveis na junta, que são extremamente danosas ao desempenho do pavimento. Podem ser divididos em duas categorias principais: os pré-moldados e os moldados no local.

Selantes Pré-Moldados

Os selantes pré-moldados são aqueles que têm sua forma previamente definida no processo industrial e são posteriormente fixados às juntas por meio de adesivos; como seu custo é usualmente mais elevado do que o dos outros tipos, geralmente são empregados em casos específicos, como em juntas de dilatação com grande solicitação de tráfego de equipamentos com pneumáticos. Esses selantes são normalmente produzidos em borracha sintética, como o neoprene, com forma geométrica apropriada para cada uso.

Selantes Moldados no Local

A outra família é aquela que é moldada no local, onde as paredes da junta serão a própria forma do selante. Podem ser de dois tipos: os moldados a quente e os moldados a frio.



Os selantes moldados a quente são produzidos normalmente à base de asfalto alcatrão ou misturas de borracha moída e asfalto. São de baixo custo, sendo largamente empregados em estradas; para pisos, o seu uso é mais restrito, por causa da sua aparência e baixa resistência química.

Os selantes moldados a frio são modernamente produzidos à base de, poliuretano, silicone, polisulfeto ou outro polímero apropriado, que, após a cura, formam um elastômero estável e de resistência mecânica e química adequada ao piso. Alguns tipos, como os de silicone, podem ser obtidos em diversas cores, sendo bastante úteis no caso de pisos decorativos.

Materiais de preenchimento de juntas

São assim denominados os materiais bi-componentes à base de resinas epoxídicas ou poliuréticas, cuja dureza **shore A** situam-se ao redor de 80⁶ e são os únicos capazes de efetivamente resistirem ao tráfego de rodas rígidas.

Em função da baixa mobilidade, apresentam como característica o descolamento da junta, sendo que este fato não significa necessariamente um defeito no preenchimento, não interferindo no seu desempenho.

6 - Para efeito de comparação, os poliuretanos de uso corrente apresentam dureza em torno de shore A = 30.



04. CONCRETO

4.1. Introdução

O sucesso dos pisos está fortemente associado ao trinômio, projeto, materiais e execução, só que muitas vezes, a deficiência relativa aos materiais acaba sendo encoberta e até erroneamente imputada à execução.

Entretanto, a observação mais atenciosa de defeitos em pavimentos industriais pode levar à conclusão de que boa parte das patologias encontradas está relacionada à escolha inadequada do tipo do concreto, seus constituintes e da sua execução. Neste capítulo, procuraremos analisar com maior profundidade as características que devem ser levadas em consideração na escolha do concreto.

Quando não é possível contar com a assessoria de especialista, deve-se analisar principalmente os seguintes parâmetros: resistência à compressão e à tração na flexão (ou módulo de ruptura ou resistência à flexão), resistência ao desgaste, exsudação e retração hidráulica.

4.2 - Resistência do Concreto

A resistência do concreto é largamente empregada para avaliar ou definir o seu desempenho, empregando-se frequentemente a resistência à compressão, que é mais fácil e menos dispendiosa de se medir. Outros parâmetros como o módulo de elasticidade, resistência à abrasão, condutibilidade, etc, podem ser avaliados pela resistência.

No caso do piso com armadura distribuída, a resistência irá determinar a espessura do concreto, a rigidez, a qualidade superficial, e também, indiretamente, irá influenciar as deformações da placa, como o empenamento.

A resistência do concreto deve ser dosada na medida certa, pois quanto excessivamente elevada, acaba conduzindo a maiores módulos de elasticidade e menor fluência na tração. A placa de concreto precisa acomodar uma série de deformações, quer de origem térmica como hidráulica e quando é muito rígida acaba tendo baixa relaxação diminuindo a capacidade do concreto em absorver movimentações e dissipar tensões.

A resistência do concreto está intimamente relacionada à resistência da pasta de cimento, do agregado e da interface pasta-agregado, sendo esta bastante crítica no caso de esforços à tração na flexão.

O primeiro fator a ser analisado é a relação água/cimento (**a/c**), que representa seguramente o principal parâmetro da resistência do concreto (**Neville, 1996**) e é universalmente conhecida por Lei de Abrams. Trabalhos experimentais indicam que a relação a/c explica, em média, 95% das variações

da resistência à compressão; quando se trata da resistência à tração na flexão tem-se observado que a Lei de Abrams, quando considerada isoladamente, é insuficiente para explicar as parcelas mais expressivas dessa resistência (**Bucher e Rodrigues, 1983**), devendo-se lançar mão de outros fatores, principalmente da aderência pasta-agregado, que é fruto não só da resistência da pasta, mas também da textura e forma do agregado gráúdo.

Os agregados afetam notadamente a resistência na flexão, devido principalmente à natureza mineralógica, forma geométrica e textura das partículas. Ensaio comparativos com seixo rolado, que possui superfície lisa, e calcário britado indicaram que neste a resistência à tração na flexão pode ser até 25% maior para a mesma relação a/c (**Kaplan, 1963**). O mesmo estudo indica que, quanto maior for o volume do agregado gráúdo com relação ao total, menor será o módulo de ruptura, devido ao aumento da dimensão média do agregado total.

Quanto à forma, agregados com partículas que se afastam da forma esférica conferem ao concreto maior módulo de ruptura, pelo simples fato de apresentarem maior área de contato com a argamassa e um melhor engaste. Esse afastamento deve ocorrer dentro de certos limites, sendo que a forma ideal é a cúbica. Concretos com agregados disciformes (forma de disco) ou aciculares (forma de agulha) apresentam baixa resistência à flexão, além de facilitarem a formação de bolsões, por dificultarem a saída da água exsudada, diminuindo a aderência matriz-agregado (**Bucher e Rodrigues, 1983**).

No dimensionamento de pisos com armadura simples, emprega-se resistência à flexão, que é o parâmetro mais representativo das solicitações a que este será submetido. A sua determinação é feita em corpos de prova prismáticos com secção quadrada e comprimento ligeiramente maior que três vezes a altura, sendo geralmente empregados nas dimensões 150 mm x 150 mm x 500 mm.

Quando comparado com o corpo de prova cilíndrico, empregado na determinação da resistência à compressão nota-se que a sua utilização em obra é um tanto dificultada, pelo custo das fôrmas, do ensaio e pelas dificuldades de manuseio do corpo de prova.

A correlação estatística entre a resistência à compressão e o módulo de ruptura é possível teoricamente, tendo sido perseguida por diversos pesquisadores, no intuito de facilitar o controle de obras onde o requisito é o módulo de ruptura. A prática tem demonstrado que o emprego dessas correlações deve ser tomado como referência para efeitos de dosagem.

Como exemplo de correlações entre as resistências, que podem perfeitamente ser empregadas para os estudos de dosagem, pode-se citar duas, que apresentam resultados bastante similares:

Bucher & Rodrigues, 1983:

$$f_{ct,M} = 0,56 \times (f_c)^{0,6} \text{ (MPa)}$$

Packard, 1976:

$$f_{ct,M} = 0,76 \times (f_c)^{0,5} \text{ (MPa)}$$

No emprego de correlações, é necessário conhecer o tipo dos agregados empregados, pois concretos produzidos, por exemplo, com seixo rolado apresentam fortes distorções, para menos, nas correlações entre as resistentes. A primeira equação (**Bucher & Rodrigues, 1983**) foi obtida com agregados gráúdos britados (granito) e areia de quartzo.

Resistência ao Desgaste

A resistência ao desgaste é um dos principais parâmetros a serem considerados no dimensiona-

mento do piso, pois dela depende em grande parte o seu desempenho. Embora seja tão importante, a sua obtenção depende de uma série de fatores de dosagem e executivos que muitas vezes passam despercebidos pelo engenheiro e que podem limitar tanto a funcionalidade como a vida útil do pavimento.

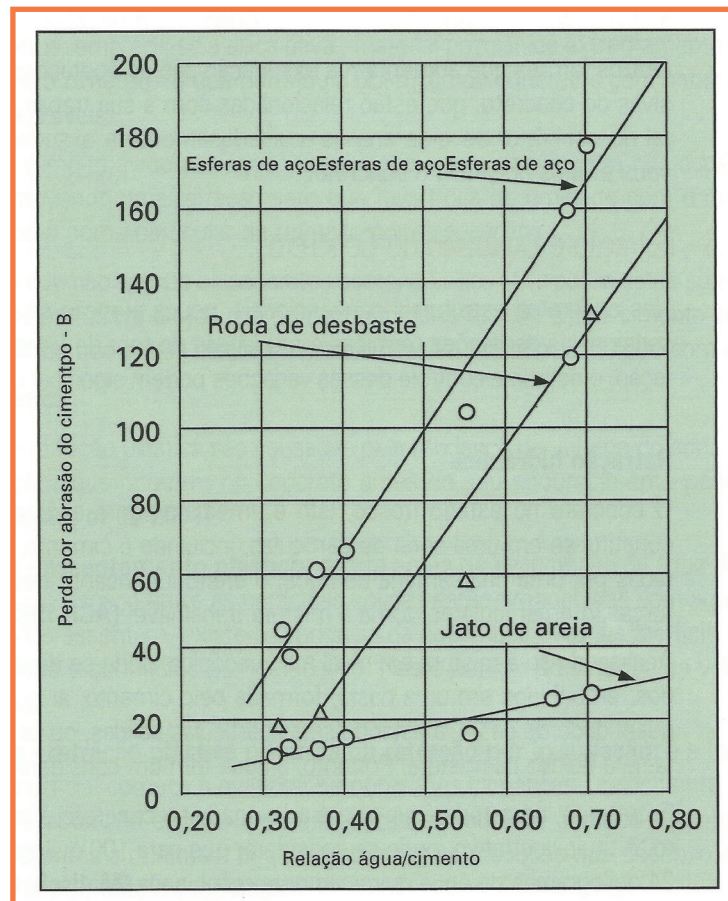


Figura 4.1: Resistência à abrasão x relação água/cimento (Liu, 1994)

Em primeiro lugar, a resistência ao desgaste está diretamente relacionada à resistência à compressão, ou seja, com a relação água/cimento (**figura 4.1**) e, mais intensamente, à tração do concreto.

Recomenda-se que a resistência à compressão mínima para assegurar um bom desempenho com relação ao desgaste seja de 30 MPa (**Farny, 2001**).

A exsudação, fenômeno de separação de parte da água do concreto, que por ser mais leve aflora na superfície, pode influir bastante na redução da resistência ao desgaste. O que ocorre na realidade é que a ascensão da água provoca um aumento da porosidade na superfície da placa, reduzindo a resistência mecânica do concreto. As causas da exsudação estão intimamente ligadas aos teores de finos, inclusive o cimento, e ao teor de água do concreto, podendo ser alterada também por alguns tipos de aditivos.

Outros fatores que aumentam a exsudação são as operações de vibração e acabamento excessivas do concreto, que estão relacionadas com a sua trabalhabilidade. Na dosagem experimental do concreto, deve-se analisar cuidadosamente a exsudação a fim de minimizá-la e reduzir seus efeitos nocivos no concreto.



4.3 - Retração e Expansão do Concreto

Nos concretos estruturais convencionais, pouca atenção se dá às variações volumétricas, causadas pelas oscilações térmicas e mudanças do teor de umidade do concreto, mas na pavimentação, o estudo e controle dessas variações podem significar o sucesso ou fracasso de uma obra.

Retração hidráulica

O concreto no estado fresco, isto é, imediatamente após a mistura dos seus componentes, constitui-se em uma série de partículas, incluindo o cimento, que estão temporariamente separadas por uma fina camada de água; o efeito lubrificante dessa camada, associado com certas forças inter-particulares, torna a mistura trabalhável (**ACI, 1988**).

Analisando-se a mistura em nível macroscópico, pode-se dividi-la em sólidos, que são os agregados, embebidos em uma pasta, formada pelo cimento, ar e água. Na medida que se aumenta a quantidade de pasta, afastando-se as partículas sólidas, ou se diminui a sua viscosidade, aumenta-se a fluidez da mistura. Portanto, a água tem um considerável papel no concreto fresco.

Entretanto, nem toda água que é adicionada ao concreto é empregada na hidratação do cimento. A título ilustrativo, pode-se considerar que para 100 quilogramas de cimento são necessários 24 quilogramas de água quimicamente combinada (**Malisch, 1992**), sendo que cerca de 12 a 18 quilogramas permanecem adsorvido aos silicatos de cálcio hidratados. Toda a água excedente irá evaporar-se, provocando uma redução no volume do concreto, denominada retração hidráulica.

O fenômeno é inevitável e bastante pronunciado em placas de concreto, sendo a primeira causa das fissuras, podendo ser reduzido com cuidados na dosagem. Diversos fatores podem afetar a retração, como tipo de cimento, a natureza dos agregados e dos aditivos, mas a principal causa é a quantidade de água na mistura (**Soroka, 1979**).

Sendo o concreto um material higroscópico, após a cura e a secagem pode absorver ou perder água, em função de variações na umidade relativa do ar, apresentando uma expansão ou contração; por exemplo, a mudança do estado saturado ao seco, com 50% de umidade relativa, causa uma retração de aproximadamente 0,06%, ou seja, uma placa de 10 metros de comprimento contrai nada menos do que 6 mm, que é a mesma variação quando há mudança de temperatura da ordem de 40°C (**ACI, 1988**).

Retração autógena

Há cerca de uma década, falar de retração autógena - aquela que ocorre sem que haja troca de umidade com o meio ambiente - era quase um preciosismo. Hoje esse quadro sofreu brusca alteração, quando pesquisadores procuraram compreender o porquê das fissuras que surgiam nas primeiras idades em concretos de alto desempenho.

Nesses concretos, emprega-se a sílica ativa, material pozzolânico extremamente fino - cerca de cem vezes mais que o cimento - e que permitiu a obtenção de concretos com patamares de resistência nunca antes possíveis.

Esse material é muito ávido por água, absorvendo a que se encontra nos capilares do concreto e com isso promovendo uma retração sem que haja troca de umidade com o meio ambiente. Essa retração recebe o nome particular de retração por dissecação.

Hoje sabemos que não apenas os concretos contendo sílica ativa estão sujeitos a retração autógena, mas também os concretos que apresentam baixa relação água/cimento, inferior a 0,42 (**Holt, 2000**) e há indícios que outras adições minerais possam também contribuir com o fenômeno.

Retração plástica

As fissuras de retração plástica são causadas pela mudança de volume do concreto no estado plástico.

Fases da Retração

As retrações que ocorrem no concreto antes do seu endurecimento podem ser divididas em quatro fases (Wanj et al, 2001):

Primeira fase - assentamento plástico: ocorre antes da evaporação da água do concreto; quando do lançamento, o espaço entre as partículas sólidas estão preenchidas com água; assim que essas partículas sólidas assentam, existe a tendência da água subir para a superfície formando um filme e esse fenômeno é conhecido por exsudação. Neste estágio a mudança de volume do concreto é muito pequena.

Segunda fase - retração plástica primária ou retração por exsudação: é a fissura plástica clássica. A água superficial começa a evaporar-se por razões climáticas - calor, vento, insolação - e quando a taxa de evaporação excede a da exsudação, o concreto começa a contrair-se. Este tipo de retração ocorre antes e durante a pega e é atribuída às pressões que desenvolvem nos poros capilares do concreto durante a evaporação.

Terceira Fase - Retração Autógena: neste caso, quando a hidratação do cimento se desenvolve, os produtos formados envolvem os agregados mantendo-os unidos; nessa fase, a importância da capilaridade decresce e o assentamento plástico e a retração plástica primária decrescem, tomando seu lugar a retração autógena, que quando o concreto está ainda no estado plástico é pequena, ocorrendo quase que totalmente após a pega do concreto. No passado essa parcela da retração era praticamente desprezada, mas hoje, principalmente com o emprego de baixas relações água/cimento, a retração autógena ganhou destaque importante.

Quarta fase - retração plástica secundária: ocorre durante o início do endurecimento do concreto. Assim que o concreto começa ganhar resistência, a retração plástica tende a desaparecer. As combinações mais comuns de ocorrência da retração plástica são as três primeiras fases: assentamento plástico, retração por exsudação e a retração química (autógena).

Sempre que há restrições a essas variações volumétricas, tanto internas como externas, desenvolvem-se tensões de tração com probabilidade da ocorrência de fissuras.

Nos últimos anos temos observado um aumento significativo das patologias associadas à retração plástica do concreto, que podem estar ligadas a relações água/cimento mais baixas e ao emprego de cimentos de finura mais elevada, além do emprego de outros materiais cimentícios adicionados a ele, como a escória de alto forno, pozolanas, filler calcário, geralmente extremamente finos; é sabido que essas adições incrementam a retração do concreto (Neville, 1996).

Esse aumento na retração plástica geralmente está associado a três fatores: baixas taxas de exsudação, elevada retração autógena e elevadas pressões capilares provenientes das altas finuras dos materiais cimentícios.

Há algum tempo, imaginava-se que as fissuras de retração plásticas eram inofensivas, pois apresentavam pequena profundidade não progredindo com o pavimento em utilização. Isso com certeza era verdadeiro quando as tensões de retração hidráulica eram baixas e as tensões de utilização, aquelas oriundas dos carregamentos, eram pequenas.

Hoje em dia, além das expressivas retrações dos concretos modernos, os pisos são na sua totali-



dade empregados com reforços, com telas soldadas ou fibras de aço, que levaram a uma redução na espessura com o incremento das tensões atuantes, além do que, a necessidade na redução de custos têm imposto espessuras mais arrojadas. Como consequência, observa-se hoje um grande número de fissuras, cujo aspecto só pode ser explicado pela evolução das, antes inofensivas, fissuras plásticas.

O emprego de fibras sintéticas como auxiliares no combate ou redução das fissuras de retração plástica tem sido largamente difundido por diversos pesquisadores (**Rodrigues e Montardo, 2001**), embora o mecanismo como isso ocorra não seja bem conhecido, havendo vertentes que advogam que os complexos mecanismos da pressão dos poros capilares desempenham importante papel na redução da retração e consequentemente das fissuras, enquanto outros preferem atribuir às fibras a redução dos efeitos danosos da retração (**Padron et al, 1990**); provavelmente e pelos resultados de pesquisas experimentais ambas teorias são válidas, sendo que a questão da redução da porosidade capilar irá afetar basicamente a retração por exsudação, enquanto que a fibra, como material de reforço deve atuar nos estágios subsequentes, enquanto o módulo de elasticidade da fibra plástica for superior ao da pasta de cimento.

4.4 - Recomendações para Escolha do Concreto

Conforme já citado anteriormente, a escolha não deve basear-se exclusivamente na sua resistência mecânica, mas também deve-se atentar a outros pontos importantes, como a trabalhabilidade:

- que irá depender dos métodos de mistura, lançamento, adensamento e, principalmente, de acabamento do concreto
- e a durabilidade, que será fortemente influenciada pela retração hidráulica, exsudação e resistência ao desgaste.

α - Consumo de Cimento

O cimento não é só importante como agente gerador de resistência mecânica no concreto, mas também tem uma função primordial na trabalhabilidade; suas partículas ultrafinas atuam como verdadeiros rolamentos, reduzindo o atrito entre as outras maiores, como as da areia (**Rodrigues, 1990**), além de aumentar a coesão da mistura fresca, reduzindo a exsudação. Essa função não é cumprida apenas pelo cimento, mas também pelo ar naturalmente ou artificialmente incorporado durante a mistura, e também por outras partículas, supostamente inertes, inferiores a 0,15 mm (**Neville, 1996**), ou mesmo pozolanas ou escória básica de alto forno. Recomenda-se (**PCA, 1983**) como teor mínimo de finos os valores da **Figura 4.2**. Para condições específicas, são sugeridos teores de cimento na **Figura 4.3**. (**ACI 2004**).

Dimensão Máxima Agregado	Teor dos Finos
32	280
15	300
19	320
12,5	350

Figura 4.2: Teor mínimo de finos

Dimensão Máxima Agregado (mm)	Consumo de Cimento kg/m ²	
	Mínimo	Máximo
37,5	280	330
25	310	360
19	320	375
12,5	350	405
9,5	360	415

Figura 4.3: Teores de cimento

b - Dimensão Máxima Característica

Quanto maior for a dimensão máxima característica do agregado, menor será o consumo de cimento, mas, por outro lado, como já mencionado, a resistência à flexão tende a diminuir com o incremento, e o acabamento é facilitado pela redução da dimensão máxima. Esses fatores induzem que a dimensão máxima não deve ser superior a 32 mm, devendo ser preferencialmente 25 ou 19 mm, não podendo ser maior do que 1/3 da espessura da placa. O agregado graúdo deve ser preferencialmente composto por duas faixas granulométricas comerciais, como 50% de brita 1 e 50% de brita 2, ou 70% de brita 0 e 30% de brita 1, de modo a reduzir o volume de vazios do agregado composto, permitindo a diminuição do teor de argamassa (**Rodrigues, 1990**); a condição ótima de mistura pode ser facilmente determinada em laboratório.

c - Abatimento (Slump)

O surgimento dos pisos de alto desempenho, caracterizados por elevados índices de planicidade e nivelamento, força o emprego de concretos mais plásticos, situados entre 80 mm e 120 mm. Isso ocorre pela necessidade de se retrabalhar o concreto durante o período de dormência, que antecede à pega. O emprego de aditivos, nesses casos, deve ser feita com cautela, tomando-se como referência a curva de perda de trabalhabilidade do concreto, para garantir o retrabalho necessário.

d – Resistência

A resistência à tração na flexão necessária é critério de projeto, imposto pelo calculista. É interessante observar que a sua influência na espessura da placa pode não ser tão grande como se imagina. Por exemplo, um incremento em torno de 70% na resistência à compressão, passando de 21 MPa para 36 MPa, leva à redução de apenas 12% na espessura da placa (**Ringo, 1992**). O fato de se usar resistências mais elevadas reside na questão da durabilidade superficial.

Caso esteja previsto um acabamento que a garanta, os valores empregados para a resistência podem ser inferiores mais baixo. Para condições de uso sem revestimento é comum no Brasil a especificação do concreto com resistência característica superior a 30 MPa.

e - Consumo de Água

O consumo de água do concreto é um parâmetro importante a ser considerado na dosagem, pois impacta diretamente na retração do concreto. A **figura 4.4** pode ser tomada como referência no caso da falta de dados mais precisos. É recomendável que a retração do concreto seja pelo menos inferior a 500 $\mu\text{m/m}$.

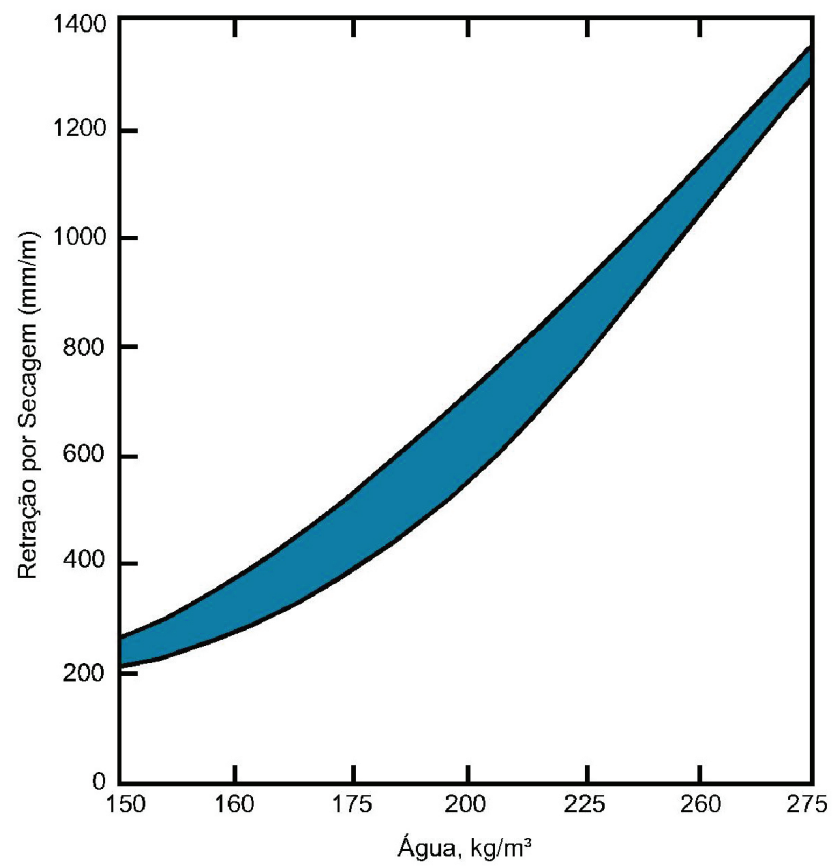


Figura 4.4: Influência do consumo de água na retração do concreto (PCA, 2002)



DIMENSIONAMENTO

5.1. Introdução

Observamos no Brasil, a partir da década de 1990 um expressivo aumento nas exigências de qualidade dos pisos industriais, inclusive relativos a projeto. Costumava-se dimensionar os pavimentos industriais com base somente nos critérios da PCA.

A grande popularidade desse método deve-se à ênfase que a ABCP deu a ele, que se popularizou com os trabalhos divulgados em simpósios (**Pitta & Carvalho, 1981**) e cursos promovidos por aquela entidade.

A partir de 1995 começam a surgir novas tendências de dimensionamento, agora vindas da Europa (**The Concrete Society, 1994**), com o ressurgimento dos trabalhos de **Lösberg e Meyerhof**, em contraponto aos preceitos dos americanos Westergaard (**Westergaard, 1927**), Pickett e Ray (**Pickett e Ray, 1950**) e Packard (**Packard, 1976**), este com contribuições mais afeitas ao pavimento industrial.

Os fatores que diferem as duas escolas - a europeia e a norte-americana - residem fundamentalmente no fato da primeira focar pavimentos reforçados, cujos métodos consideram o comportamento plástico dos materiais na ruptura, como os que empregam telas soldadas, fibras de alto módulo ou protensão, enquanto a americana trabalha essencialmente com concreto simples.

A diferença entre as estruturas dos dois pavimentos é acentuada: os critérios americanos produzem placas de elevada rigidez e de pequenas dimensões, já os procedimentos europeus, conduzem a pavimentos esbeltos e placas de grandes dimensões, sendo deles a concepção do pavimento tipo Jointless, que emprega placas com mais de 500 m².

O Brasil vem trilhando e adaptando às suas necessidades o caminho da escola europeia e o grande avanço das técnicas de dimensionamento dos pavimentos estruturalmente armados (**Rodrigues & Pitta, 1997**) contribuíram para selar essa tendência.

Início da pavimentação rígida

O trabalho desenvolvido por Westergaard (**Westergaard, 1927**) teve uma contribuição imensa para a criação das bases teóricas do dimensionamento de placas apoiadas em meio elástico. Westergaard é citado em praticamente todos os trabalhos atuais e suas equações básicas são ainda muito utilizadas.

Elas fornecem a tensão gerada na placa quando é aplicada uma carga **P** em uma área de contato circular com raio **a**, para carregamentos posicionados no interior da placa comumente designada como carga central - na borda e no canto; nestes dois casos, considerase bordas livres, isto é, sem barras de transferência.

Além das tensões, Westergard desenvolveu modelos para a previsão de recalques - ou deformações - para as mesmas condições de carregamentos; as seis equações considerando o coeficiente de Poisson do concreto igual a 0,15, são:

Carga no Interior da Placa

$$\sigma_i = \frac{0,316P}{h^2} \left[4\log \left(\frac{\ell}{b} \right) + 1,069 \right]$$

sendo $b = a$ quando $a \geq 1,724h$

$b = \sqrt{1,6a^2 + h^2} - 0,675h$, quando $a < 1,724h$

$$\text{Deflexão: } \Delta_i = \frac{P}{8k\ell^2} \left\{ 1 + \frac{1}{2\pi} \left[\ell_n \left(\frac{a}{2\ell} \right) - 0,673 \right] \times \left(\frac{a}{\ell} \right)^2 \right\}$$

Carga de Borda (Área Circular)

$$\sigma_b = \frac{0,803 P}{h^2} \left[4\log \left(\frac{\ell}{a} \right) + 0,666 \left(\frac{a}{\ell} \right) - 0,034 \right]$$

$$\text{Deflexão: } \Delta_b = \frac{0,431P}{k\ell^2} \left[1 - 0,82 \left(\frac{a}{\ell} \right) \right]$$

Carga de Canto

$$\sigma_x = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{1,722a}{\ell} \right)^{0,72} \right]$$

$$\text{Deflexão: } \Delta_c = \frac{P}{k\ell^2} \left[1,205 - 0,69 \left(\frac{1,722a}{\ell} \right) \right]$$

Para todas as expressões, σ e Δ são a tensão atuante e a deformação; **P**, **k**, **ℓ** e **a** são a carga, o módulo de deformação, o raio de rigidez e o raio de aplicação de carga respectivamente.

Embora desenvolvidas a quase 80 anos, quando a comparamos com os **MEF - Métodos de Elementos Finitos** - mostram excelente aderência, como demonstrou Ionnides (**apud Huang, 2004**), pesquisador americano que estudou com profundidade essas expressões, para as placas trabalhando no regime elástico do concreto.

As limitações das equações de Westergard referem-se à ausência da análise imediata das tensões na fundação e, mais importante, a influência de uma carga nas tensões em um ponto que não seja imediatamente abaixo do ponto de aplicação da carga.

Esta deficiência foi suprida pelo desenvolvimento das cartas de influência por Picket e Ray na década de 1950 (**Picket & Ray, 1950**), que são sistemas gráficos que permitem a determinação do momento fletor gerado por um carregamento com área de contato definida, para carregamentos central (**carta Nº 6**) ou de borda (**carta Nº 2**), que são amplamente empregadas nos pavimentos rodoviários (**Rodrigues, Pitta, 1997**).

Estudos Complementares

Embora as cartas sejam relativamente fáceis de serem empregadas, as equações citadas foram desenvolvidas para o dimensionamento de pavimentos rodoviários e, portanto com pequenas tensões de contato e acabam apresentando distorções para as cargas correntes nos pisos industriais.

As expressões relativas às tensões atuantes de Westergard fornecem o máximo esforço no centro de aplicação da carga, não levando em consideração as deformações do concreto, que permitiriam as contribuições estruturais das áreas adjacentes, levando a uma super estimativa da estrutura do pavimento, como demonstrou-se em ensaios de verdadeira grandeza realizados na Inglaterra.

Nesses ensaios comprovou-se que a carga de ruptura exibida por uma placa de concreto com 150 mm de espessura, apoiada em subleito com coeficiente de recalque conhecido, só foi compatível com as expressões de Westergard quando se considerou uma área de contato cerca do dobro da real (**Beckett, 1990**).

Nesses mesmos experimentos pode-se constatar que as expressões desenvolvidas de modo independente por G.G. Meyerhof (**Meyerhof, 1962**) e Anders Lösborg (**Lösborg, 1961**) eram mais representativas, fato coerente com as pesquisas experimentais dos dois autores.

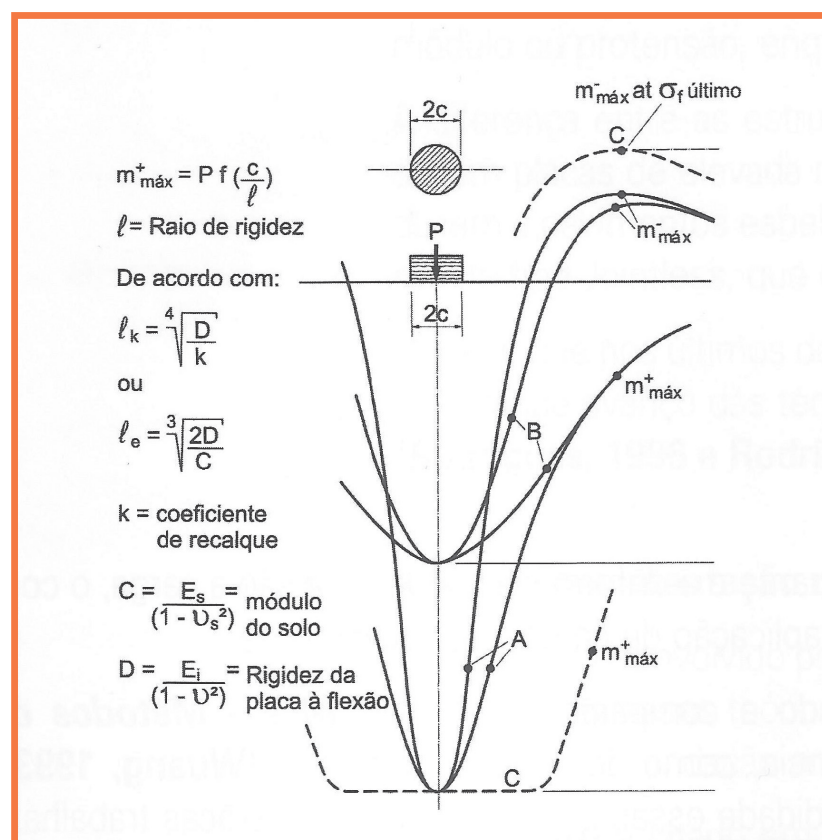


Figura 5.1: Redistribuição dos momentos (Lösborg, 1961)

Meyerhof, engenheiro sueco, ficou conhecido por diversos trabalhos científicos no âmbito da engenharia de fundação e geotecnia, cunhou suas expressões experimentais que são hoje adotadas por códigos construtivos (TR 34).



Já o também sueco Lösberg, de formação voltada para estruturas de concreto armado, desenvolveu extensos trabalhos para a Força Aérea Sueca e foi o pioneiro na abordagem do conceito do espraçamento de tensões e do achatamento das curvas do momento fletor, base da moderna teoria do dimensionamento de placas armadas apoiadas em meio elástico.

A **figura 5.1** representa o fenômeno: quando a carga aplicada é inferior à capacidade estrutural do pavimento, a curva de tensões (curva b) tem um comportamento homogêneo e essa tendência prossegue até que o limite resistente do concreto seja atingido (curva a). Neste estágio ocorre a plastificação do concreto, mas como esse material tem ruptura frágil, o alongamento na ruptura é muito pequeno.

Entretanto se for posicionada uma armadura inferior, que é um material dúctil, apresentando expressiva deformação comparativamente ao concreto, ocorre o espraçamento de tensões (curva c), aumentando substancialmente a capacidade estrutural do pavimento.

Método dos Elementos Finitos

O dimensionamento dos pavimentos industriais com o emprego de programas de elementos finitos elaborados especificamente para placas apoiadas em meio elástico, apresenta boa aderência com os métodos tradicionais. Entretanto, seu emprego é limitado a casos mais complexos onde a metodologia tradicional não consegue dar uma resposta adequada.

Há programas que são específicos para pavimentos e pisos de concreto, como o **EverFe**, e o **IS-lab**, elaborados em plataforma **Windows**, apresentando um ambiente mais amigável, em comparação com os programas mais antigos, desenvolvidos em plataforma **DOS**.

Estes programas apresentam as vantagens de modelar situações não usuais, com diversos tipos de carregamentos, permitindo avaliar as tensões provocadas pelas variações térmicas e de retração, e também analisar os esforços ocorridos entre as barras de transferência e o concreto.

Como resultado apresentam a distribuição de tensões, tanto na face superior como na face inferior da placa, em função do carregamento modelado e também os esforços nas barras de transferência. Essa característica permite o desenvolvimento de projetos mais otimizados e que atendam a situações complexas de carregamento, sendo possível prever reforços localizados nas áreas com maior concentração de tensões, e aliviar a taxa de reforços nas áreas onde as tensões são mais brandas.

A desvantagem dos programas de elementos finitos é que eles ainda não avaliam a estrutura da placa de concreto considerando a sua plastificação, como nos métodos de Lösberg, e Meyerhof. Eles trabalham somente no regime elástico, inclusive os valores das tensões obtidas nos MEF se assemelham as tensões obtidas pelos trabalhos de Westergard.

5.2 – Metodologias de Lösberg e Meyerhof – Escola Européia

Os trabalhos desses dois importantes pesquisadores foram lastreados por um grande número de ensaios experimentais (**Lösberg, 1961 e Meyerhof, 1992**) e prenderam-se apenas as cargas concentradas sendo que Lösberg considera carregamentos duplos, que ocorrem em veículos de rodagem dupla, enquanto **Meyerhof** considera apenas a carga isolada.

Essas considerações não invalidam a utilização das formulações para os diversos carregamentos analisados - cargas lineares, estanterias, rodagens dupla, etc. - bastando apenas ter o conceito de cargas contribuintes em um determinado ponto considerado. Uma vez compreendido esse conceito, a utilização das fórmulas de **Meyerhof** ou os ábacos de Lösberg é imediata.

5.2.1 – Cargas Contribuintes

Considere-se o ponto **A** da figura 5.2. Cada carga situada a uma determinada distância deste ponto irá produzir nele um determinado esforço, função direta da sua posição relativa.

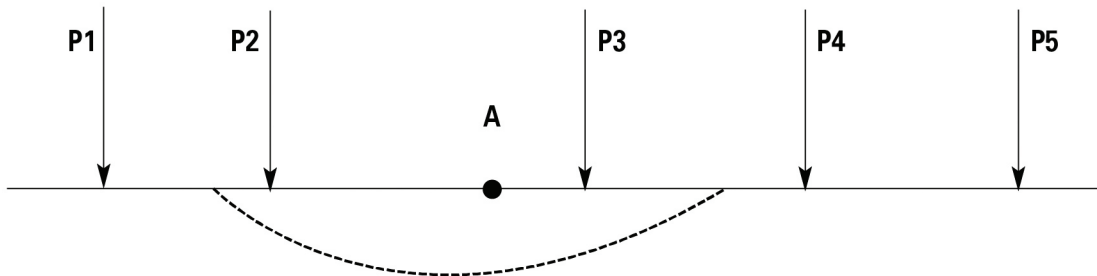


Figura 5.2

No plano cartesiano, podemos representar um círculo de influência **RC** dentro do qual qualquer carregamento irá promover um incremento em **A**. O diâmetro desse círculo é função do raio de rigidez, que é dado pela expressão:

$$\ell = \left(\frac{E \times h^3}{12(1-\mu^2) \times k} \right)^{0,25}$$

onde:

ℓ é o raio de rigidez (m)

E é o módulo de elasticidade do concreto (Pa)

H é a espessura da placa de concreto (m)

μ é o coeficiente de Poisson do concreto

k é o coeficiente de recalque (Pa/m)

Observe que na fórmula do raio de rigidez está embutido o momento de inércia da placa de concreto, dado pela expressão:

$$\ell = \frac{b \times h^3}{12}$$

Sendo *h* a altura do piso e *b* a largura, normalmente considerando-se uma faixa unitária. Essa informação é importante quando desejamos levar em consideração o espraçamento de tensões citado em item 5.1, pois o momento de inércia da seção armada diminui na medida em que a fissuração da seção aumenta.

Entretanto, essa análise mais aprofundada foge do escopo deste trabalho mas essas informações estão disponíveis na bibliografia deste trabalho (**Rodrigues, 2003**).

Voltando a questão das cargas contribuintes, o raio de influência, a partir de **A** é dado por:

$$R_c = N \times \ell$$

N pode variar de 1 a 2 e sua escolha é opção do projetista. Valores inferiores a 1,5 devem ser res-



paldados com base em estudos complementares.

Uma vez determinado R_c , o cálculo das cargas contribuintes é bastante simples quando assumimos distribuição triangular, sendo máxima no ponto considerado (**A**) e zero em R_c (**figura 5.3**).

Na **figura 5.3**, as cargas **P1**, **P4** e **P5** estão fora da zona de contribuição, não incrementando as tensões em **A**; embora possam promover uma redução, devido aos momentos negativos que elas possam gerar no ponto **A**, esse fato só é considerado em condições especiais.

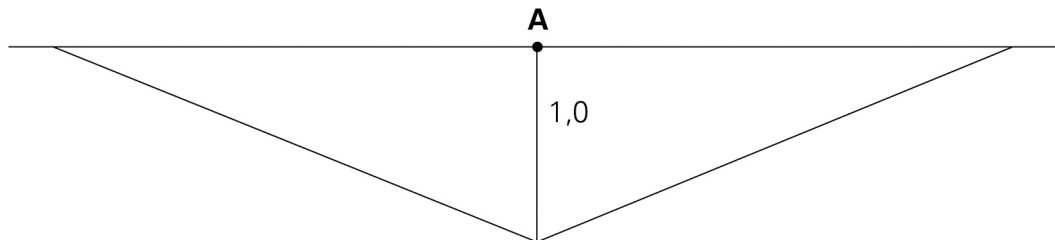


Figura 5.3

Na **figura 5.2**, as cargas **P1**, **P4** e **P5** estão fora da zona de contribuição, não incrementando as tensões em **A**. Embora essas cargas possam contribuir para a redução do esforço em **A**, devido ao momento negativo que geram na placa, essa condição não é, na maioria dos casos, levada em consideração.

As cargas contribuintes geradas por **P2** e **P3** podem ser calculadas por semelhança de triângulo:

$$\frac{\gamma_2}{1} = \frac{(n \times \ell - X_2)}{n \times \ell} ;$$

$$\frac{\gamma_3}{1} = \frac{(n \times \ell - X_3)}{n \times \ell}$$

Portanto:

$$C_2 = P_2 \left(\frac{n \times \ell - X_2}{n \times \ell} \right)$$

e

$$C_3 = P_3 \left(\frac{n \times \ell - X_3}{n \times \ell} \right)$$

A soma das cargas **C₂** e **C₃** gera uma carga equivalente que substitui, na seção **A**, os **P2** e **P3**, produzindo o mesmo esforço.

Novamente analisando a **figura 5.2** se **P2 = P3**, a seção do pavimento mais solicitada irá se localizar imediatamente abaixo de **P2** ou **P3** ou ainda a meia distância delas, devendo as duas seções serem pesquisadas; mas se **P2 ≠ P3** a seção mais solicitada poderá ocorrer em qualquer ponto entre as duas cargas e a pesquisa deve ser mais abrangente.

O mesmo conceito pode ser empregado para outros tipos de carregamento e é muito útil, por exemplo, para cargas lineares. Neste caso, podemos discretizar a carga linear em várias cargas pontuais e se escolhermos distâncias infinitamente pequenas, a carga equivalente, após a integração, será o

produto da carga linear “ q ” pela área do triângulo de base $2 \times N \times \ell$ e altura unitária.

5.2.2 – Ábacos de Lösberg

O trabalho de Lösberg (**Lösberg, 1961**), apresenta diversas hipóteses de carregamento e quanto ao comportamento da fundação: resiliente (líquido denso) ou elástico.

As **figuras 5.4 a 5.6 (Lösberg, 1978)** apresentam as curvas de dimensionamento para carga de borda, com e sem transferência de carga, e central sendo permitidos a adoção dos comportamentos resiliente ou elástico para a fundação.

Podemos observar que as curvas permitem obter a capacidade resistente da placa, dada pela soma de momentos $m + m'$, onde m' é o momento negativo e m o momento positivo atuante. Esse conceito será discutido no item 5.2.1.

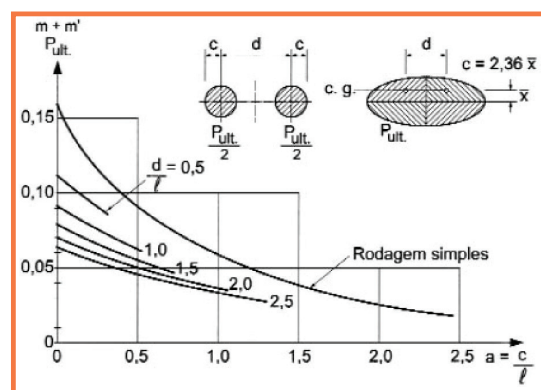


Figura 5.5: Carga central

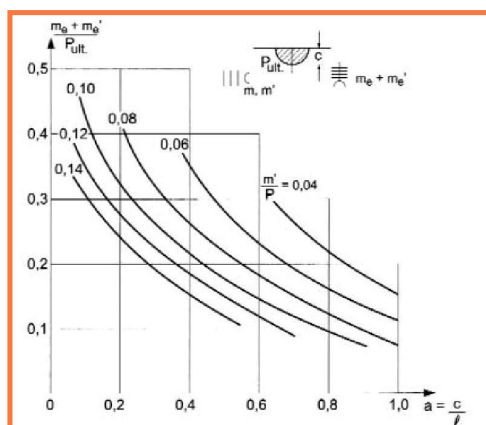


Figura 5.5: Carga em borda protegida

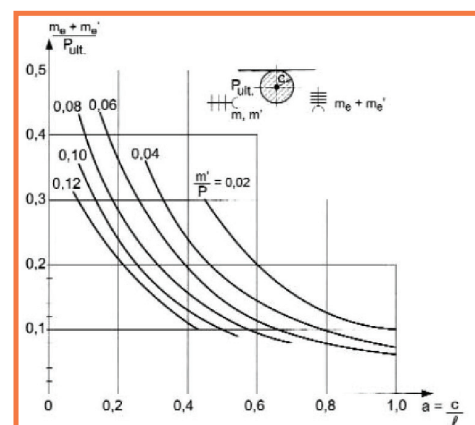


Figura 5.6: Carga em borda livre

5.2.3 – Fórmulas de Meyerhof

As fórmulas de Meyerhof (**Meyerhof, 1962**) chamam atenção pela simplicidade na utilização, apresentando também boa precisão e são padrão em países como a Inglaterra, empregadas nos procedimentos normativos de cálculo (**Concrete Society, 2003**). São elas:



$$\text{Carga Central: } P = M_o \times 6 \left(1 + \frac{2a}{\ell} \right)$$

$$\text{Carga de Borda Livre: } P = M_o \times 3,5 \left(1 + \frac{3a}{\ell} \right)$$

$$\text{Carga de Canto: } P = M_o \times 2 \left(1 + \frac{4a}{\ell} \right)$$

Onde **a** é o raio da área carregada, considerada circular, **ℓ** o raio de rigidez da placa de concreto e o **M_o** o momento resistente da seção armada. Inversamente é possível determinar o momento gerado pelo carregamento e então calcular a seção resistente.

5.3 Determinação dos Esforços Atuantes em Pisos Industriais

Neste trabalho privilegiou-se para cargas discretas o emprego das expressões de **Meyerhof** pela sua simplicidade. Para as cargas distribuídas apresenta-se o modelo de **Hetenyi**. Com eles, será abordado, de maneira prática, o dimensionamento dos pisos de concreto com armadura distribuída e o estruturalmente armado, para os tipos de carregamento mais comuns em obras industriais:

- a - cargas móveis de empilhadeiras;
- b - cargas uniformemente distribuídas;
- c - cargas produzidas por montantes de prateleiras.

O dimensionamento será feito considerando-se que as cargas atuam no interior da placa de concreto, isto é, não são consideradas bordas livres nas placas. Na prática, isso significa que é obrigatório o emprego de mecanismos de transferência nas juntas, tanto nas de construção como nas serradas **(ver capítulo 6)**.

Como as equações de **Meyerhof** pressupõem o conhecimento da espessura **h** do pavimento, para que o raio de rigidez possa ser calculado, é necessário adotar um valor inicial para determinação dos esforços na placa.

5.3.1 – Cargas Móveis de Empilhadeiras

O tipo mais comum de veículo a trafegar em um piso industrial é a empilhadeira, veículo dotado de dois eixos, podendo ter ou não rodagem dupla, sendo que o eixo traseiro é considerado, para efeitos de dimensionamento, apenas como direcional, já que no momento de solicitação máxima de carga ela praticamente toda vai concentrar-se no eixo dianteiro.

Outro fator que agrega esforço ao pavimento é, em geral, a pequena distância entre as rodas do eixo mais carregado, podendo haver sobreposição das cargas individuais dos pontos de apoio. Considerou-se que as empilhadeiras são equipadas com pneumáticos, com pressão de enchimento conhecida ou que possuam roda rígida. No caso destes, pode-se considerar pressão de enchimento fictícia elevada, como de 1,75 MPa ou medição real da área de contato.

Para as empilhadeiras e outros veículos similares, são necessárias as seguintes informações:

- carga do eixo mais carregado, formada pela carga útil somada ao peso próprio do veículo, em newtons (**N**); nos casos gerais, considera-se na situação mais crítica, que somente o eixo dianteiro receberá todos os esforços.
- tipo de rodagem, simples ou dupla;
- distância entre rodas, **s** e **sd**, em **m**;

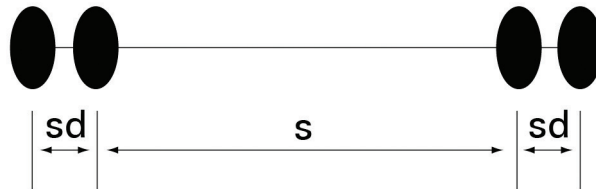


Figura 5.7: esquema do eixo da empilhadeira

- pressão de enchimento dos pneus, **q**, em **MPa** ou raio da área de contato;
- coeficiente de recalque da fundação, **k**, em **MPa/m**.

O cálculo do momento atuante é feito de acordo com a seguinte sistemática:

- a - determina-se a área de contato efetiva dos pneus, que é função da carga de roda (**P_r**) e da pressão de enchimento (**q**):

$$A = \frac{P_r}{q} \text{ (m}^2\text{)}$$

onde:

P_r é a carga atuante no pneu, obtido pela divisão da carga do eixo pelo número de rodas;

q é a pressão de enchimento do pneu.

- b - Determina-se o raio da área de contato **a**:

$$a = \sqrt{\frac{A_c}{\pi}}$$

- c - No caso de eixo de rodagem simples, calcular o momento fletor atuante de acordo com a expressão:

$$M = \frac{P_r}{6 \left(1 + \frac{2a}{\ell} \right)}$$

- d - Para o caso do eixo com rodagem dupla (**N = 2**):

$$M = \frac{P_r \left(1 + \frac{2\ell - S_d}{\ell} \right)}{6 \left(1 + \frac{2a}{\ell} \right)}$$



5.3.2 – Carga Uniformemente Distribuída

As cargas uniformemente distribuídas são frequentemente utilizadas no dimensionamento dos pavimentos industriais, mas na realidade, não são tão comuns, mas sim camufladas por cargas pontuais, lineares e outras configurações.

Sob o ponto de vista exclusivamente técnico, uma carga distribuída refere-se a um carregamento plano, apoiado sobre o piso por meio de uma área de contato que coincide com a projeção do carregamento, sem que haja a existência de cargas pontuais ou lineares.

Usualmente, as cargas distribuídas geram um momento negativo nos corredores, que suplantam os momentos positivos que ocorrem sob a placa. Estes momentos são inferiores aos produzidos por cargas móveis ou pontuais e que por este motivo, são desprezados.

Há dois modelos simplificados de cálculo, o da PCA e o da Concrete Society. Ambos baseiam-se nos estudos de Hetényi, de vigas apoiadas em fundação elástica. A diferença básica é que o segundo permite variar o módulo de elasticidade do concreto, enquanto que no da PCA esse valor está inserido da fórmula e é da ordem de 28 GPa. Para esse valor de módulo, os resultados obtidos são equivalentes para ambos.

O processo difundido no TR34 (**Concrete Society, 2003**) para a verificação de carga distribuída é mais completo, sendo incorporar o termo λ às equações. Este termo é uma característica conjunta do sistema placa de concreto e fundação, esta expressa pelo seu módulo de deformação, dado pela expressão:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}$$

Onde **k** é o módulo de reação da fundação, **E** o módulo de elasticidade do concreto e **h** a espessura da placa. O máximo momento negativo (na face superior da placa de concreto) acontece quando as cargas distribuídas são afastadas de uma distância igual a $\frac{\pi}{2 \cdot \lambda}$ (**figura 5.8**), denominada corredor crítico. Espaçamentos maiores e menores resultam em momentos negativos de menor intensidade.

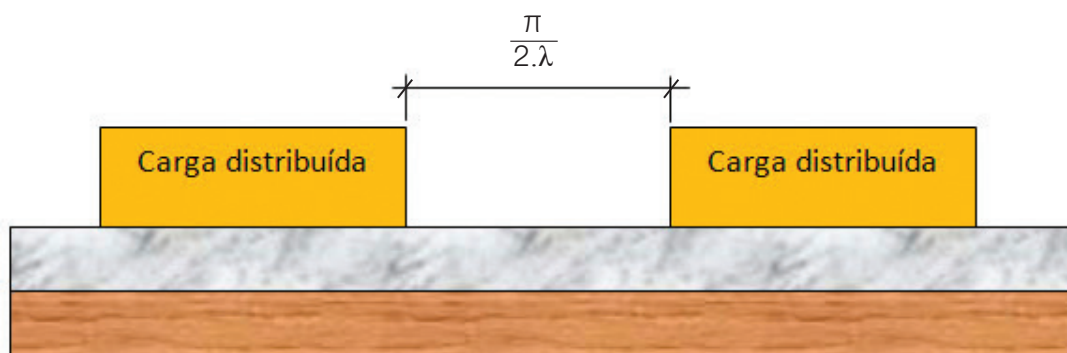


Figura 5.8: Esquema de carregamento para o máximo esforço gerado por uma carga distribuída w

Segundo **Hetenyi** o momento máximo (negativo) devido a carga distribuída **w**, é dado por:

$$M_n = \frac{0,168 \cdot w}{\lambda^2}$$

No modelo da PCA, obtêm-se diretamente a carga admissível máxima no piso (**figura 5.8**) em função da tensão admissível, espessura e módulo de reação **k**, o que torna seu emprego relativamente fácil:

$$c = 1,03 \times \sigma_{adn} \times \sqrt{h \cdot k}$$

onde:

c é a carga admissível em kN/m²;

σ_{adn} é a tensão admissível em MPa ($f_{\text{ctM,k}}$);

h é a espessura do concreto em cm;

k é o coeficiente de recalque, em MPa/m.

Como geralmente têm-se como objetivo a não fissuração da face superior do piso, quer por problemas de durabilidade como de estética, é comum trabalhar apenas com a seção resistente do concreto, sem a colaboração de reforços estruturais. Nesse quesito, a utilização desse modelo é bastante prática.

Outra ação que deve ser considerada é a deformação plástica do terreno de fundação sob ação de cargas permanentes ou de elevada duração, caso típico do carregamento aqui tratado, mas que foge do escopo deste trabalho.

Cargas elevadas, por exemplo, acima de 7 tf/m² deveriam ser analisadas sob este ângulo, preferencialmente com a consultoria de engenheiro geotécnico. Embora os esforços de carga pontual sejam determinantes no dimensionamento de pavimentos industriais, é sempre importante verificar, no caso de estanterias, a ação do carregamento em camadas abaixo do subleito, considerando o carregamento uniformemente distribuído.

5.3.3 Dimensionamento para Cargas de Montantes

As cargas oriundas de montantes de prateleiras geram cargas pontuais a serem suportadas pelo piso e que, por estarem muito próximas, influenciam-se entre si. Como resultado tem-se a geração de momentos positivos (parte inferior da placa). Estas cargas formam um padrão, conforme apresentado na **figura 5.9**.

Para o dimensionamento do piso são necessários os seguintes dados:

- espaçamento entre os montantes **x**, em metros, que é a menor distância entre eles;
- espaçamento entre montantes **y**, em metros, que é a maior distância entre eles;
- distância **z**, em metros, entre duas prateleiras adjacentes;
- área de contato **A** da placa de apoio dos montantes;
- carga do montante, **P**, em **N** ;
- coeficiente de recalque do subleito ou sub-base, em MPa/m.

Nota 1: as dimensões de apoio da área de contato devem ser compatíveis com as da coluna do porta-paletes.

Nota 2: a área de contato **A** deve ser suficientemente grande para que a tensão de contato não supere 4,2 vezes o módulo de ruptura, para cargas no interior da placa, e 2,1 vezes para cargas nas bordas ou cantos. A observância deste critério conduz geralmente as tensões de cisalhamento compatíveis com o concreto empregado.

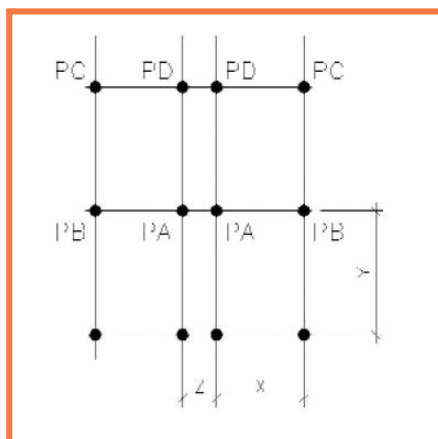


Figura 5.9: Esquema de cargas de porta-paletes

A tensão gerada, por exemplo, no ponto **A**, deverá ser calculada por meio de uma carga equivalente formada pela soma das diversas cargas contribuintes, inclusive

de empilhadeiras. Uma vez obtido a carga equivalente, a resolução do problema passa a ser imediata com o emprego, por exemplo, das equações de **Meyerhof**.

5.3.4 Coeficientes de Ponderação:

No dimensionamento da estrutura os esforços obtidos do cálculo estrutural, suas respectivas combinações, e as resistências dos materiais são multiplicadas por coeficientes de ponderação que têm o objetivo de garantir a segurança estrutural, em face das seguintes incertezas:

- variação das resistências dos materiais;
- variação da intensidade do carregamento;
- imprecisão do modelo de cálculo;
- variações executivas.

Com base nas recomendações da TR34 (**Concrete Society, 2003**) e da **NBR 6118**, propõe os seguintes valores de coeficientes de ponderação:

Resistência dos materiais:

- minoração da resistência à compressão do concreto: 1,4;
- minoração da resistência à tração na flexão do concreto para cargas permanentes: 1,5;
- minoração da resistência à tração na flexão do concreto para ações sujeitas à fadiga: conforme cálculo das ações de fadiga;
- minoração da resistência do aço: 1,15.

Ações:

- estado limite último (coeficientes de majoração das ações):
 - ações de longa duração (ex.: apoio de estantes): 1,2;

- ações permanentes (ex.: apoio de mezaninos): 1,5;
 - ações variáveis (ex.: empilhadeiras): 1,5;
 - ações variáveis sujeitas à vibrações (ex.: empilhadeiras): 1,6.
- estado limite de utilização (coeficientes de majoração das ações):
- para quaisquer tipos de carregamentos: 1,0.

5.4 Tensões de Empenamento

Todos os métodos de dimensionamento citam, dentre os esforços atuantes, aqueles produzidos pelo empenamento das placas de concreto, mas são raros os que fornecem alguma diretriz de como considerá-lo.

Na verdade, essa consideração, de fato, não é fácil, pois quando determinamos a tensão causada pelo empenamento térmico em placas de bordas livres, percebemos que ela é pequena, raramente ultrapassando 25% da tensão admissível do concreto.

Obviamente que quando ocorre uma carga de canto livre, a tensão gerada tem o mesmo sinal da de empenamento e elas serão aditivas, mas quando empregamos barras de transferência, esta situação não ocorre ou no mínimo este efeito será bem menor.

Não podemos esquecer que, com raras exceções, os pisos são dimensionados para cargas centrais e o esforço de borda livre é cerca de 70% maior que esse. Entretanto, sempre que ocorre uma fissura de canto, ela é, muitas vezes erroneamente, creditada ao empenamento. No sentido de aclarar essa questão fundamental, é conveniente estudar esse fenômeno um pouco mais a fundo.

Em primeiro lugar, é preciso deixar claro que todas as placas de concreto estão sujeitas ao empenamento, sejam elas finas, grossas, armadas, protendidas, ligadas a uma estrutura ou apoiadas em base elástica e isso ocorre sempre que há uma diferença de temperatura ou de umidade entre as faces inferior ou superior.

Nos pavimentos industriais ela é mais evidente por conta das maiores diferenças termo-higrométricas que ocorrem, por exemplo, durante o dia ou à noite **figura 5.10**.

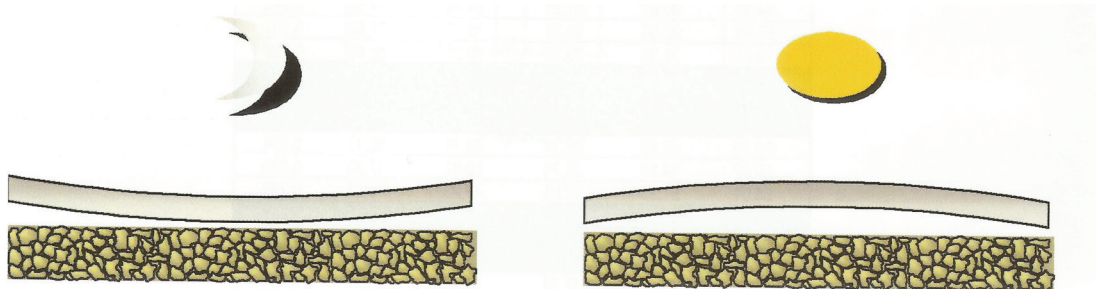


Figura 5.10: Empenamento da placa de concreto

Breadbury estudou bastante este tema e estabeleceu expressões para o cálculo das tensões tanto para placas de comprimento infinito como para as de comprimento finito.

Adotando o plano cartesiano como referência, a tensão é zero nas bordas e vai crescendo à medida que se afasta delas, sendo que no interior da placa ela será produto da soma vetorial das tensões **Cx (eixo x)** e **Cy (eixo y)**.



As tensões irão crescer até que seja atingido o comprimento crítico da placa, cerca de nove a dez vezes o raio de rigidez da placa, decrescendo então para um valor constante que é cerca de 90% da máxima.

As tensões de empenamento de origem térmica podem ser calculadas pelas expressões:

$$\sigma_x = \frac{C_x + \mu \cdot C_y}{2(1 - \mu^2)} \cdot E \cdot \alpha \Delta_t$$

$$\sigma_y = \frac{C_y + \mu \cdot C_x}{2(1 - \mu^2)} \cdot E \cdot \alpha \Delta_t$$

Onde

σ_x e σ_y são as tensões em x e y;

C_x e C_y são os coeficientes de **Bradbury (ver figura 5.11)**;

E é o módulo de elasticidade do concreto;

α é o coeficiente de dilatação térmica do concreto;

Δ_t a variação térmica entre as faces superior e inferior;

μ é o coeficiente de **Poisson** do concreto.

Para as tensões oriundas da retração hidráulica diferencial, basta determinar o encurtamento nas fibras superiores e simular nas equações qual a temperatura que produziria o mesmo encurtamento.

Na **figura 5.10 (Ytterberg, 1987)** podemos visualizar o crescimento das tensões para três comprimentos distintos de placas.

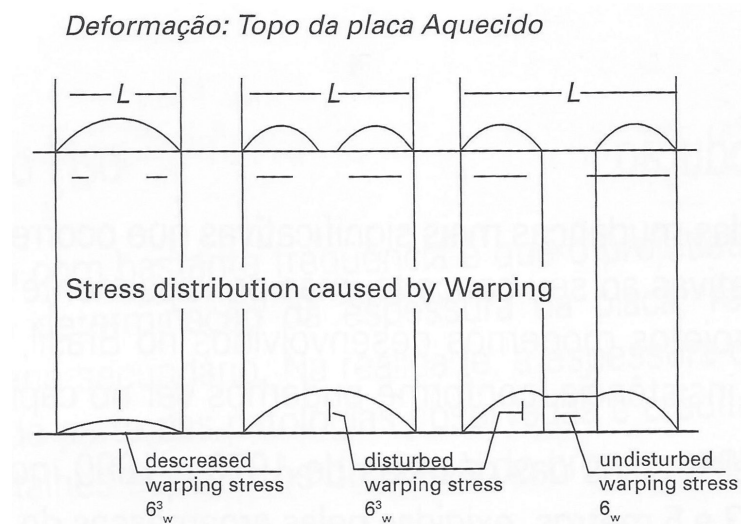


Figura 5.10

Portanto, a partir do comprimento crítico, não irá importar mais o tamanho da placa: a tensão de empenamento será sempre a mesma.

Por exemplo, uma placa de 12 cm de espessura e raio de rigidez de 0,5 m, a tensão máxima de empenamento para uma placa com 6 m de comprimento é absolutamente a mesma de outra com 30 m.

Outra questão polêmica é a relativa à espessura da placa, havendo a crença de que somente as placas delgadas estão sujeitas ao empenamento. Isto não é somente infundado, mas placas de maiores espessuras o empenamento pode ser até mais elevado. Por exemplo, o ACI (ACI, 1988) demonstra que a diferença de tensões térmicas entre uma placa de 15 cm de espessura e outra de 20 cm ($\Delta t = 20^\circ\text{C}$) é de 40%, sendo maior nesta.

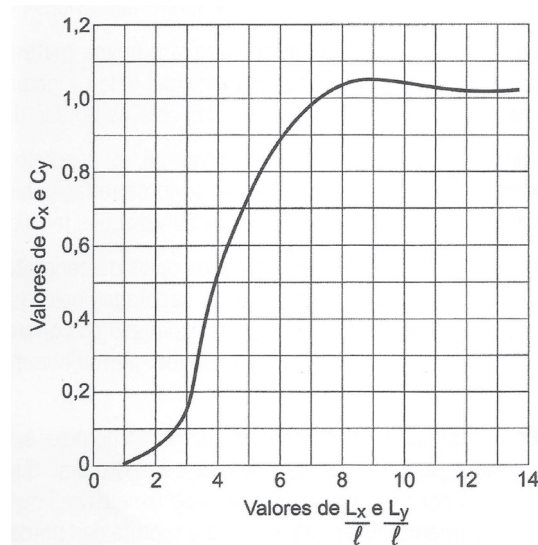


Figura 5.11: Coeficiente de correlação C_x e C_y (HUANG, 2004)

5.5 Dimensionamento da placa de Concreto

Uma vez estabelecidos os esforços atuantes na placa de concreto do piso, medidos em termos de tensões atuantes ou momentos fletores, é possível determinar a espessura do piso e taxas de armaduras necessárias a resistir esses esforços, distribuindo-os de maneira compatível com a resistência do solo.

A espessura do piso é inicialmente arbitrada e a partir dela, determina-se a armação – simples ou dupla – necessária para atingir a capacidade estrutural requerida. Até há pouco tempo, somente havia modelos de dimensionamento para determinação da armadura inferior, enquanto que a superior era considerada apenas como armadura de retração ou arbitrava-se a ela, por meio de processos empíricos, uma determinada capacidade. Hoje, ela pode ser determinada por processos de cálculo precisos, como será visto mais adiante.

Hoje, há dois processos distintos de se determinar as armaduras do piso – apenas superior ou dupla – sendo que as armaduras duplas já foram objeto da edição anterior deste manual e, portanto, iniciaremos o estudo do dimensionamento pela armadura simples, superior.

5.5.1 Dimensionamento de pisos industriais pelo conceito da tenacidade

Para compreender o conceito de tenacidade é necessário conhecer um pouco sobre o comportamento dos materiais quanto à ruptura. Pode-se classificá-los em dois grandes grupos: os materiais frágeis e os dúcteis.

Os materiais frágeis são aqueles que se rompem sem que ocorra uma deformação expressiva e



neste caso a ruptura se dá de forma abrupta, sem aviso. Toda energia acumulada durante a fase de carregamento do elemento estrutural, ou corpo de prova, dissipa-se instantaneamente, às vezes até de forma explosiva, principalmente para os concretos de resistência elevada, como nos CAD – concretos de alto desempenho.

Já os materiais dúcteis, a ruptura é precedida por um estágio de deformação, no qual parte da energia acumulada dissipa-se, para então ocorrer a ruptura do material. A **figura 5.12** exemplifica o comportamento dos dois materiais.

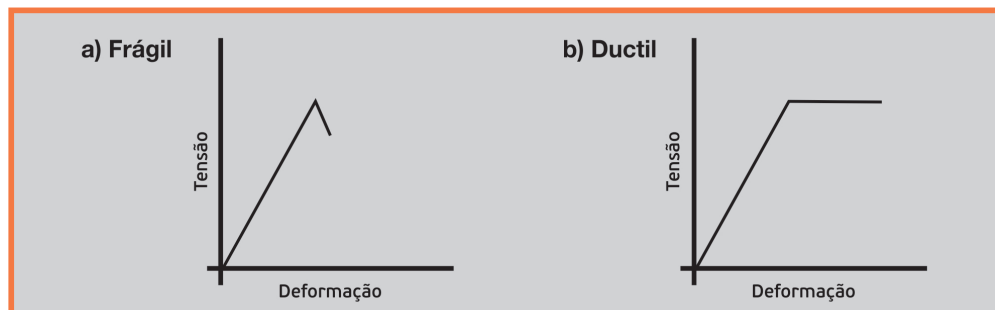


Figura 5.12: Diagrama tensão x deformação ilustrativo de materiais frágeis e dúcteis

O vidro, a cerâmica, o concreto – o cimento pode ser classificado como cerâmica – fazem parte dos materiais frágeis. Já os materiais dúcteis apresentam uma deformação maior antes da ruptura, que no gráfico tensão x deformação é denominada como patamar de ruptura. São exemplos de materiais dúcteis os metais, materiais compósitos e alguns polímeros.

Dentre os dúcteis, foram citados os compósitos, tipicamente materiais compostos por uma matriz reforçada com fibras. No início, os compósitos eram matrizes metálicas, portanto dúcteis, reforçada por fibras frágeis; a ideia evoluiu para as matrizes frágeis reforçadas com fibras dúcteis, como o concreto com fibras de aço e por fim as matrizes frágeis reforçadas com fibras frágeis (carbono reforçado com fibras de carbono).

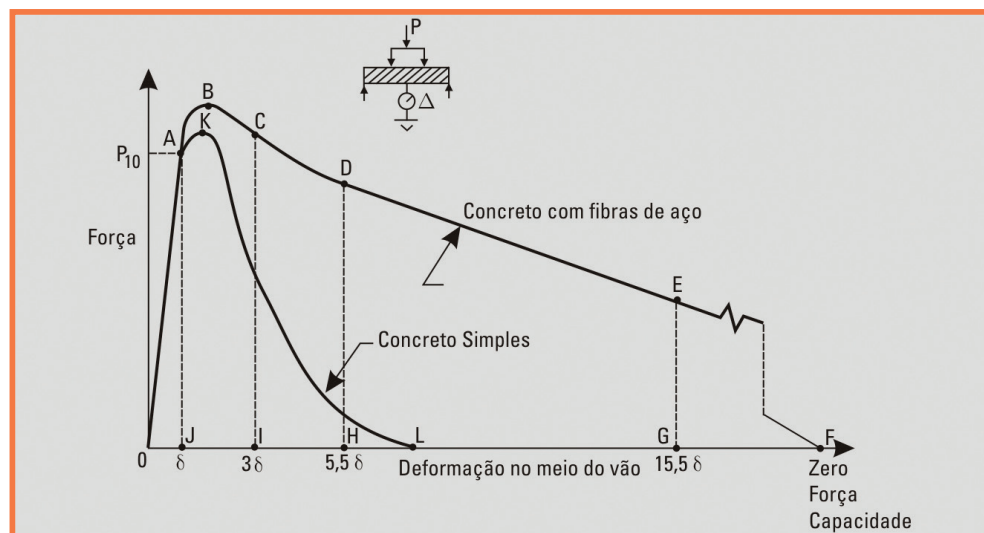


Figura 5.13: curva ideal típica de concreto reforçado com fibras e concreto simples

A **figura 5.13** apresenta uma curva típica, ideal, de concreto reforçado com fibras de aço; comportamentos similares podem ser observados em concretos reforçados com fibras poliméricas estruturais (macrofibras sintéticas) e também com telas soldadas posicionadas na parte superior do corpo de prova prismático.

A tenacidade é definida pela área sob a curva **força x deformação** e tem como unidade N.m;

quanto maior a área, maior a tenacidade. Como se pode ver nessa figura, não há diferença na resistência do corpo de prova de concreto simples para o concreto reforçado, mas há incremento substancial na tenacidade.

Essa situação é típica de compósitos cujo teor de reforço, em volume, é inferior ao crítico, que por sua vez é a quantidade de reforço que, quando ultrapassado, interfere na resistência aparente da matriz. Nas **figuras 5.14 e 5.15** apresentam curvas de tenacidade de corpos de prova de concreto reforçado com tela soldada para as duas situações.

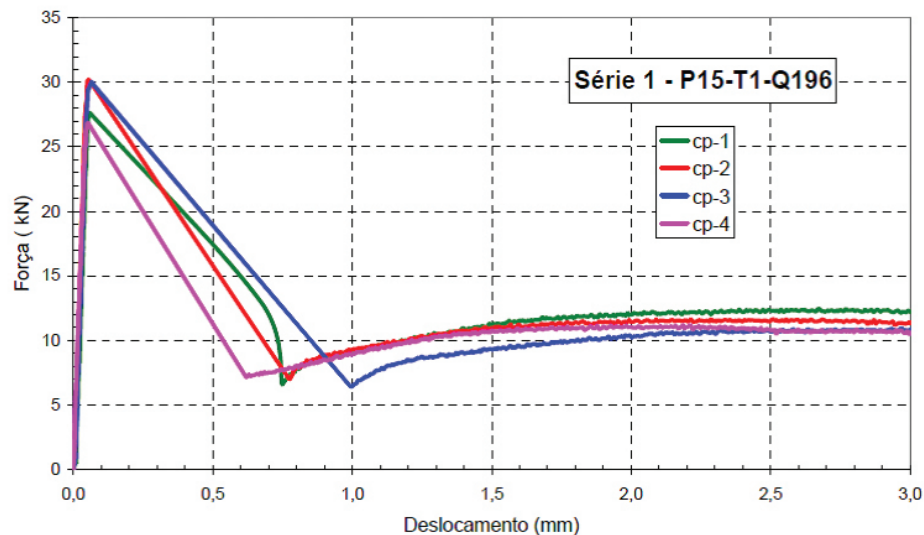


Figura 5.14: Curva tensão x deformação para armadura simples

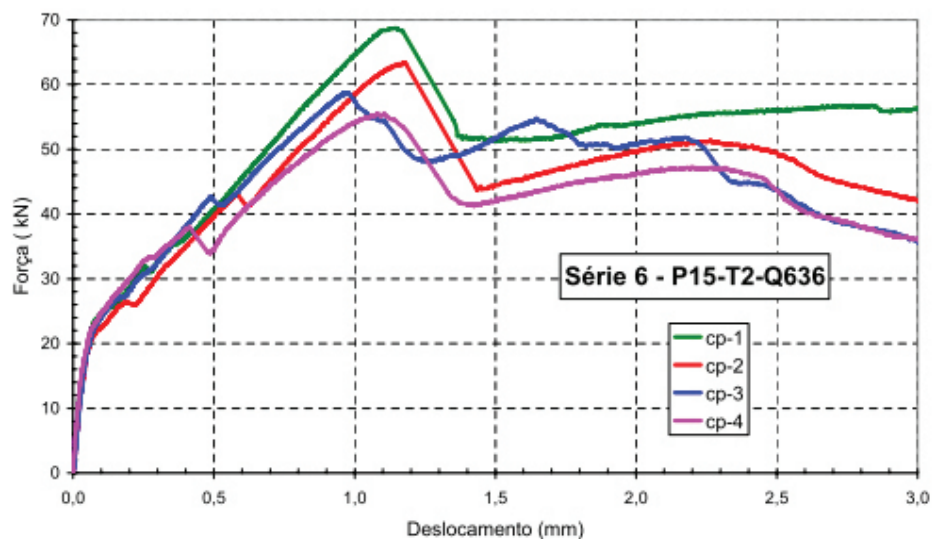


Figura 5.15: Curva tensão x deformação para armadura dupla

O dimensionamento pelo critério da tenacidade, hoje empregado no cálculo de pisos e pavimentos de concreto reforçado com fibras estruturais, foi inicialmente concebido por Anders Losberg (**Losberg, 1961**) para pavimentos estruturalmente armados.

Esse critério de dimensionamento está fundamentado no princípio de que a capacidade resistente da placa apoiada em meio elástico é dada pela soma dos momentos positivo e negativo, conforme indicado na **figura 5.16**.

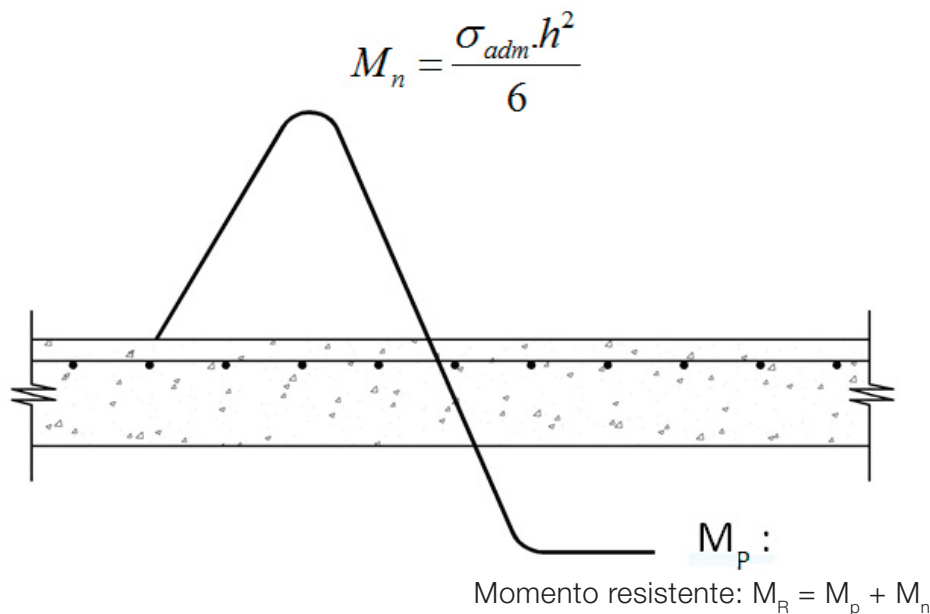


Figura 5.16: Momento admissível da placa armada apoiada em meio elástico

O momento negativo pode ser dimensionado elasticamente, admitindo a não fissuração do concreto e, dessa forma, o dimensionamento é similar ao dos pisos de concreto simples:

$$M_n = \frac{\sigma_{adm} \times h^2}{6}$$

Sendo a resistência admissível do concreto à tração na flexão e **h** a espessura do piso. A resistência admissível é obtida pela razão entre a resistência à tração na flexão admissível é um coeficiente de segurança, variando entre 1,5 e 2,0. Este último é mais recomendado.

Para o momento positivo, há duas hipóteses de cálculo: a primeira, pelos processos convencionais de dimensionamento dos pavimentos estruturalmente armados (**Rodrigues e Pitta, 1997**), que seguem a **NBR 6118** e apresentados em **5.5.2** e a segunda, pelo valor de **R_{e,3}**, obtido através dos ensaios de tenacidade.

Momento positivo de acordo com a NBR 6118

Nesse caso o dimensionamento da armadura deve ser feito de acordo com o **item 5.5.2**, sendo que o valor **d**, que é o braço de alavanca da armadura tracionada é igual ao cobrimento da tela. Entretanto, deve ser feita uma ressalva: o coeficiente de majoração de cargas do momento de projeto **M_d** deve ser considerado (**γ_f = 1,2**).

A razão disso é que para pisos industriais – como regra geral – os coeficientes de majoração acabam sendo englobados juntamente com os coeficientes de minoração dos materiais – que para o concreto armado é de 1,4 para o concreto e 1,15 para o aço (**γ_c** e **γ_s** respectivamente).

A **figura 5.17** apresenta os momentos fletores positivos admitidos para as condições especificadas em função das telas e das espessuras do piso.

H (piso)	Cobrimento	Q138	Q159	Q156	Q246
(cm)		Md (FS=1,2)			
20	13,3	38,83	44,58	54,25	67,17
19	12,7	36,65	42,28	51,38	63,72
18	12,0	34,67	39,58	48,42	60,33
17	11,3	32,59	37,65	45,73	56,68
16	10,7	30,56	35,34	42,90	53,16
15	10,0	28,00	32,67	40,25	49,58
14	9,3	26,50	30,71	37,24	46,12
13	8,7	24,47	28,39	34,41	42,60
12	8,0	22,75	26,25	31,50	39,08

Figura 5.17: Momentos fletores positivos (tf.cm) em função da tela e espessura do piso; concreto f_{ck} 30 MPa – Cobrimento da Armadura de $h/3$

Momento positivo de acordo com o modelo da tenacidade

O critério da tenacidade para o cálculo do momento positivo é feito de modo idêntico ao adotado para as fibras estruturais, com emprego da relação $R_{e,3}$, como pode ser visto na figura 5.18. A obtenção dos dados de tenacidade foi feita com base em pesquisa patrocinada pelo IBTS junto à Universidade de São Paulo – Campus de São Carlos (Rodrigues et al, 2012; Takeya, 2010 e Takeya, 2011).

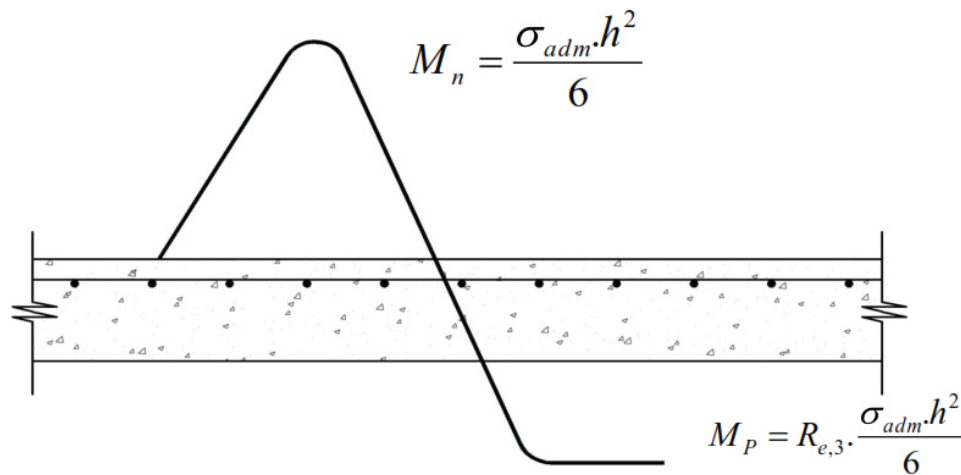


Figura 5.18: Esquema representativo do momento resistente da placa

O $R_{e,3}$ é dado pela relação entre a resistência residual do corpo de prova e a resistência da matriz. Para melhor compreensão da sua obtenção, vamos analisar a figura 5.14, que apresenta os resultados do ensaio feito de acordo com a norma JSCE – SF 4.

Os corpos de prova foram reforçados com fio longitudinal de aço CA-60 – posicionado no terço superior do corpo de prova – com 5 mm de diâmetro, retirado de uma tela quadrada com malha de 10 x 10 cm, tendo sido mantidos os fios transversais com comprimento da ordem de 10 cm, simulando o comportamento do reforço com tela soldada. A taxa de armadura transversal foi $\rho = 0,087\%$ e os resultados de ruptura são apresentados na figura 5.18.



Série	CP	F _{Fiss}	F _{Max}	σ _{Fiss}	σ _{Fiss} = FT
		kN		MPa	
P15-T1	1	27,61	27,61	3,68	1,75
	2	30,22	30,22	4,03	1,71
	3	30,03	30,03	4,00	1,69
	4	26,83	26,83	3,58	1,55
	Média	28,67	28,67	3,82	1,67

Figura 5.19: Valores de ensaio para $\rho = 0,087\%$

F_{Fiss} e F_{Max} são as cargas de fissuração da matriz (concreto); fato delas serem iguais indica que a tela não alterou a resistência da matriz. A tensão de fissuração σ_{Fiss} e o fator de tenacidade FT são calculados pelas expressões (Takeya, 2010):

$$FT = \overline{\sigma}_b = \frac{T_b \cdot L}{\delta \cdot b \cdot h^2} \text{ (MPa)}$$

Sendo T_b a área sob a curva até a deformação δ ($= 3$ mm), L a distância entre os apoios (450 mm), b e h a espessura e altura do corpo de prova (150 mm).

$$\sigma_{Fiss} = \frac{F_{max} \cdot L}{b \cdot h^2}$$

O coeficiente $R_{e,3}$ é dada pela relação:

$$R_{e,3} = 100 \cdot \frac{FT}{\sigma_{Fiss}} \text{ (%)}$$

A figura 5.20 apresenta os valores de $R_{e,3}$ obtidos experimentalmente (Rodrigues et al, 2012), válidos para a tela posicionada a $h/3$, a partir da superfície de acabamento. Caso o posicionamento da tela seja $h/4$, o valor é reduzido de 30 a 40 % e para a tela em $h/2$, ocorre um aumento da ordem de 50 a 60 %.

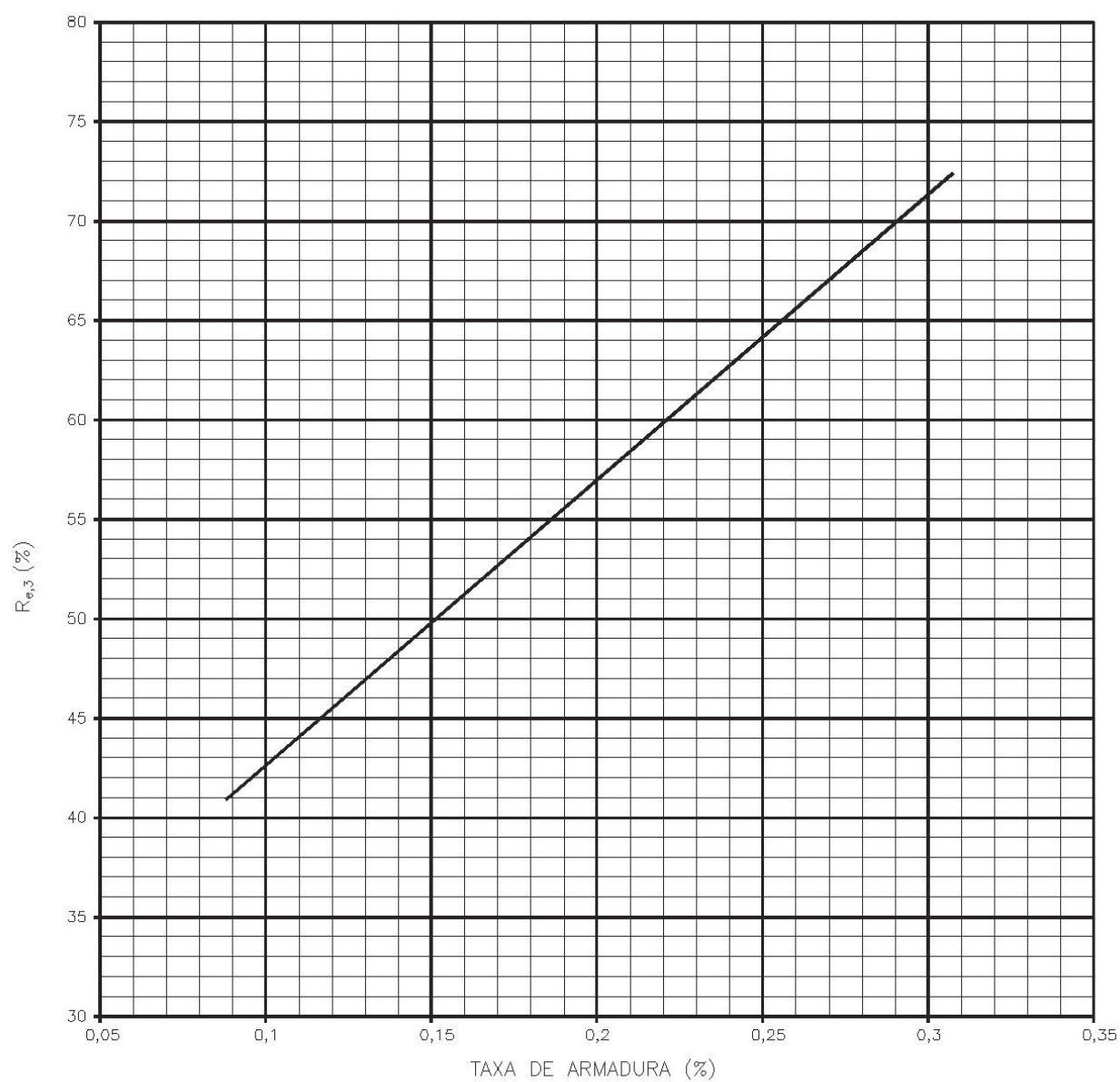


Figura 5.20: $R_{e,3}$ em função da taxa de armadura (p) – cobertura igual a $h/3$



O momento positivo é dado pela expressão:

$$M_{\text{pos}} = \left(\frac{R_{e,3}}{100} \right) \times \frac{\sigma_{\text{adm}} \cdot h^2}{6}$$

Somando-se a esse o momento negativo, o momento resistente da placa é dado pela expressão:

$$M_R = \left(1 + \frac{R_{e,3}}{100} \right) \times \frac{\sigma_{\text{adm}} \cdot h^2}{6} \quad \text{kN.m/m ou (tf.cm)/m}$$

Sendo σ_{adm} a tensão admissível (em MPa) do concreto (geralmente $0,5 f_{\text{ctM,k}}$) e **h** a espessura (em cm) da placa de concreto.

Exemplo de aplicação

Determinar a capacidade estrutural de uma placa de concreto com 15 cm de espessura, armada com tela Q196, posicionada a 5 cm abaixo da superfície. O concreto apresenta $f_{\text{ck}} = 30$ MPa e $f_{\text{ctM,k}} = 4,2$ MPa.

- Momento negativo

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{f_{\text{ctM,k}}}{2} = \frac{4,2}{2} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$M_n = \frac{\sigma_{\text{adm}} \times h^2}{6} = \frac{2,1 \times 0,15^2}{6} = 7,875 \text{ kN.m/m} = 78,75 \text{ tf.cm/m}$$

- Momento positivo de acordo com a **NBR 6118**

Pela **figura 5.17** $M_{\text{pos}} = 40,25 \text{ tf.cm/m} = 4,025 \text{ kN.m/m}$

- Momento resistente da seção

$$M_{\text{res}} = M_{\text{pos}} + M_{\text{neg}} = 4,025 + 7,785 = 11,810 \text{ kN.m/m}$$

- Pelo modelo da tenacidade:

$$\rho = \frac{\text{área de aço}}{\text{área de concreto}} \times \frac{1,96 \text{ cm}^2}{100 \times 15} = 0,13\%$$

De acordo com a figura, $R_{e,3} = 46\%$, logo:

$$M_{\text{res}} = \left(1 + \frac{R_{e,3}}{100} \right) \times \frac{\sigma_{\text{adm}} \times h^2}{6}$$

$$M_{\text{res}} = \left(1 + \frac{46}{100} \right) \times \frac{2,1 \times 10^6 \times 0,15^2}{6} = 11,5 \text{ kN.m/m}$$

5.5.2 Pavimentos Estruturalmente Armados

É o modelo clássico de dimensionamento, similar as estruturas de concreto armado (**Rodrigues e Pitta, 1997**), desenvolvido por Losberg (**Losberg, 1961**), que determinou experimentalmente a validade do conceito de que o momento resistente total é formado pela soma dos momentos negativo e positivo.

De modo similar ao que foi visto no item anterior, o momento negativo é dado somente pela resistência do concreto e o positivo, pela tela soldada, agora posicionada na face inferior da placa, aumentando consideravelmente o braço de alavanca da armadura, dado por $(h - c)$, sendo c o cobrimento inferior da armadura, geralmente 3 cm.

A armadura necessária para resistir ao um determinado momento fletor pode ser determinada por processos analíticos ou programas desenvolvidos em planilhas eletrônicas; não dispondo desses recursos a taxa de aço é facilmente obtida também por meio dos coeficientes adimensionais k_6 e k_3 (**Santos, 1983**), por meio das expressões:

$$k_6 = \frac{b \times d^2}{M_k} \quad \text{e} \quad A_s = k_3 \times \frac{M_k}{d}$$

Por facilidade de uso, devemos empregar as unidades em cm para b (largura útil, tomada como 100 cm) e d ($d = h - 3\text{cm}$, ou adotando outro cobrimento) e para o momento fletor M_k , **tf.cm**.

Os adimensionais k_6 e k_3 são correlacionáveis com o emprego da **figura 5.22**. Nela já estão introduzidos os coeficientes de minoração dos materiais – 1,4 para o concreto e 1,15 para o aço – e também o coeficiente de majoração das ações de 1,4. Cabe ao projetista decidir se eles são adequados ou alterá-los de acordo com as necessidades do projeto.

Por exemplo, vamos supor um piso com 15 cm de espessura, submetido a um momento fletor $M = 150 \text{ tf.cm}$ (12 kN.m/m); os demais dados são os mesmos do exemplo de aplicação do **item 5.5.1**. Deste modo, $M_{\text{neg}} = 78,75 \text{ tf.cm}$.

$$M_{\text{res}} = M_{\text{neg}} + M_{\text{pos}}$$

$$M_{\text{pos}} = M_{\text{res}} - M_{\text{neg}}$$

$$M_{\text{pos}} = 150 - 78,75 = 71,25 \text{ tf.cm}$$

$$k_6 = \frac{100 \times (15 - 3)^2}{71,25} = 205$$

Da **figura 5.21**, k_3 é aproximadamente 0,277, portanto:

$$A_s = 0,277 \times \frac{71,25}{13} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$



Valores de k_3 para concreto de f_{ck} igual a:					Valores de k_3
25	26	27	28	30	CA - 60
18.638	17.921	17.257	16.641	15.531	0,269
4.710	4.529	4.361	4.206	3.925	0,270
2.118	2.036	1.961	1.891	1.726	0,271
1.206	1.159	1.116	1.077	1.005	0,272
781,7	751,7	723,8	698,0	651,4	0,273
550,4	529,2	509,6	491,4	458,6	0,274
410,3	394,5	379,9	366,3	341,9	0,275
319,0	306,7	295,4	284,8	265,8	0,276
256,2	246,4	237,2	228,8	213,5	0,277
211,2	203,1	195,6	188,6	176,0	0,278
177,8	171,0	164,7	158,8	148,2	0,279
152,4	146,6	141,1	136,1	127,0	0,280
132,7	127,6	122,9	118,5	110,6	0,282
117,1	112,6	108,4	104,5	97,54	0,283
104,5	100,5	96,75	93,30	87,08	0,284
94,30	90,67	87,31	84,19	78,58	0,285
85,94	82,63	79,57	76,73	71,62	0,287
79,01	75,98	73,16	70,55	65,85	0,288
73,19	70,37	67,77	65,35	60,99	0,290
68,22	65,60	63,17	60,91	56,85	0,291
63,94	61,48	59,20	57,09	53,28	0,293
60,20	57,89	55,74	53,75	50,17	0,294
56,92	54,73	52,70	50,82	47,43	0,296
54,01	51,93	50,01	48,23	45,01	0,298
51,42	49,44	47,61	45,91	42,85	0,299
49,14	47,15	45,50	43,87	40,95	0,301
47,54	45,71	44,02	42,44	39,62	0,302
46,06	44,28	42,64	41,12	38,38	0,304
44,68	42,96	41,37	39,89	37,23	0,305
43,39	41,73	40,18	38,75	36,16	0,307
42,20	40,57	39,07	37,67	35,16	0,308
41,07	39,49	38,03	36,67	34,23	0,309
40,02	38,48	37,06	35,73	35,35	0,311
39,03	37,53	36,14	34,85	32,53	0,312
38,10	36,64	35,28	34,02	31,75	0,314
37,22	35,79	34,47	33,24	31,02	0,316
36,40	35,00	33,70	32,50	30,33	0,317
35,61	34,24	32,97	31,80	29,68	0,319
34,87	33,53	32,29	31,14	29,06	0,320
34,17	32,87	31,64	30,51	28,47	0,322
33,50	32,22	31,02	29,91	27,92	0,324
32,87	31,61	30,44	29,35	27,39	0,325
32,27	31,03	29,88	28,81	26,89	0,327

Figura 5.21: Valores de k_3 em função de k_2 , aço CA-60 e f_{ck}

Além da armadura há outra questão a analisar, que depende do tipo do projeto, frequência de carregamentos, etc. Trata-se da rigidez da placa de concreto.

Em taxas de armaduras baixas, a fissuração do concreto é mais elevada e embora esse fato não afete a durabilidade do pavimento, no que tange a corrosão da armadura, acaba reduzindo a rigidez da placa de concreto, o que leva a maiores deformações e tensões mais elevadas na sub-base.

Esse efeito indesejável pode ser combatido evitando-se plastificação excessiva do momento positivo, ou em outras palavras, tirando menos proveito do momento negativo ou até desconsiderando-o. Como sugestão, deve-se adotar que o momento positivo será de $0,7 \times M_{Res}$, deixando o restante para o momento negativo absorver.

Dessa forma, o novo momento positivo será:

$$M_{Pos} = 0,7 \times 150 = 105 \text{ tf.cm}$$

Seguindo a mesma marcha de cálculo, $A_s = 2,42 \text{ cm}^2/\text{m}$, ou seja, tela **Q246**.

A adoção de critérios mais precisos de cálculo pode ser feito levando em conta a perda de rigidez da placa podem ser encontrado em Rodrigues, Botacini e Gasparetto (**Rodrigues ET AL, 2006**)

5.5.3 Armadura de retração

A armadura de retração, chamada também de distribuída tem como função controlar as tensões de retração do concreto, permitindo a utilização de placas com grandes dimensões. Na realidade ela não impede o surgimento de fissuras, mas mantém a abertura tão fechada que ela passa a ser imperceptível.

Tradicionalmente, seu cálculo é feito com base na **Drag Equation**, mas existem diversos outros procedimentos de cálculo (**WRI, 1996**), que conduzem as taxas de armadura variando de 0,05% a 1%; obviamente que à medida que ocorre o aumento da taxa de armadura, a probabilidade de ocorrência de fissura diminui e, com a taxa de 1%, é praticamente nula.

Com a **Drag Equation**, leva-se em consideração a força de atrito gerada entre a placa e a sub-base e a taxa de armadura necessária para o seu controle é dada pela expressão:

$$A_s = \frac{f \cdot W \cdot L \cdot h \cdot \gamma}{0,75 f_{yd}}$$

onde: f é o coeficiente de atrito; W , L e h são a largura, comprimento e espessura da placa; γ é o peso específico do concreto e f_{yd} a tensão de escoamento do aço. Considerando que peso específico do concreto seja 25.000 N/m^3 , aço CA-60, largura de 1 m, a expressão pode se simplificada:

$$A_{s \text{ CA } 60} = \frac{f \cdot L \cdot h}{333}, \text{ em cm}^2/\text{m}$$

A_s é a área da armadura, em cm^2/m

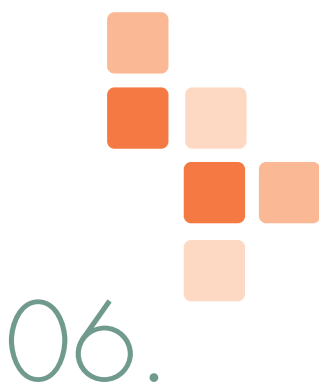
f é o coeficiente de atrito entre a placa e a sub-base, geralmente tomado entre 1,5 e 2,0 (**figura 5.22**)

L é o comprimento da placa, em m

h é a espessura da placa, em cm

Material	Coeficiente de Atrito
Plástico	0,8
Brita graduada	2,0
Material	3,0

Figura 5.22 – coeficientes de atrito usuais



PROJETO DE JUNTAS

6.1. Introdução

Uma das mudanças mais significativas que ocorreram nos pavimentos industriais foi nas juntas, não só relativas ao seu conceito, mas principalmente com relação à quantidade em que elas aparecem nos projetos modernos desenvolvidos no Brasil, visto a escola europeia que temos seguido com maior insistência, conforme pudemos ver no capítulo anterior.

Daqueles pisos das décadas de 1970 e 1980, nos quais tínhamos placas com dimensões ínfimas entre 3 e 5 metros, exigidas pelas argamassas de alta resistência e preenchidas com um filete plástico ou metálico, pouco se aproveitou em termos das juntas.

A causa dessa mudança pode ser principalmente imputada às novas configurações dos equipamentos modernos que com as rodas revestidas com plástico rígido que introduziram tensões nas bordas das juntas que foram impossíveis de serem absorvidas pelos arcaicos preenchimentos plásticos.

Como resposta a esse problema surgiram novos materiais, denominados materiais de preenchimento, pois na verdade a função principal deles é garantir a passagem de cargas dinâmicas sem que haja o choque das pequenas rodas com as bordas da junta.

O concreto é um material que apresenta variações volumétricas marcantes, principalmente devido à retração hidráulica que ele experimenta nas primeiras semanas de vida e, posteriormente, pelas variações térmicas que sofre durante a vida útil.

Para dissipar essas movimentações, os pisos de concreto são formados por placas retangulares ou quadrados, com dimensões limitadas, separadas pelas juntas. A função básica das juntas é permitir as movimentações de contração e expansão do concreto, sem que ocorram danos ao piso sob o ponto de vista estrutural e de durabilidade, permitindo a adequada transferência de carga entre as placas contíguas.

As juntas representam os pontos mais frágeis no piso, e se não forem adequadamente projetadas e executadas, podem provocar deficiência estrutural quer pela não transferência adequada dos esforços ou por movimentações verticais excessivas, que podem levar desde a perda do material de preenchimento ou de selagem até a ruptura das bordas, denominado esborcinamento.

No entanto, são de importância vital, tanto na fase executiva, permitindo a concretagem em etapas discretas, formando faixas com dimensões compatíveis aos equipamentos disponíveis, quanto posteriormente, criando os pontos enfraquecidos, que permitem a movimentação do concreto. Para contornar os problemas citados nos parágrafos anteriores, deve-se procurar usá-las em menor

número possível, objetivando a maior durabilidade do piso.

Os pisos armados levam, sob esse aspecto, enorme vantagem sobre os pisos de concreto simples, já que permitem considerável redução no número de juntas. Além do aspecto da durabilidade e custos de manutenção, permite maiores velocidades de execução.

6.2 - Projeto Geométrico do Piso

A junta é, por princípio, a descontinuidade do concreto e armadura, sem que ocorra a descontinuidade estrutural, podendo ser de diversos tipos em função da sua localização e do seu emprego: de construção, serradas e de expansão.

Um fato que se observa com bastante frequência é que o projetista do piso quase sempre se preocupa somente com a determinação da espessura da placa, relegando o projeto geométrico, erroneamente, a um plano secundário.

Na realidade, a espessura da placa é apenas uma pequena parte do projeto e grande parte das patologias observadas creditadas ao projeto está muito mais ligada à ausência de detalhes específicos do piso e do projeto geométrico, que pode ser resumido na paginação e detalhes executivos.

Denomina-se projeto geométrico o adequado posicionamento e dimensionamento das juntas. Esse projeto deve ser executado tendo-se sempre em mente o processo executivo e os tipos de equipamentos e suas limitações que serão empregados na construção. As principais recomendações a serem feitas para permitir um projeto adequado são:

a - o piso deve trabalhar isolado da estrutura, portanto, no encontro de pilares, paredes, bases de máquinas etc, deverão ser previstas juntas de encontro, permitindo que o piso trabalhe livremente e não seja solicitado pela estrutura;

b - as juntas deverão ser sempre contínuas, podendo apenas ser interrompidas nas juntas de encontro. Evitar fazer junta tipo **T**, como na **figura 6.1a (Rodrigues & Gasparetto, 2000)**, exceto quando se empregar dispositivos adequados para evitar a propagação da fissura;

c - no encontro de duas juntas, o ângulo formado deve ser preferencialmente 90° e não deve ser inferior a 70°, caso contrário, ocorrerá fissura como a da **figura 6.1b (Rodrigues & Gasparetto, 2000)**.



Figura 6.1a



Figura 6.1b



6.3 - Classificação das Juntas

As juntas podem ser classificadas de acordo com o método executivo e função, em junta de construção, junta serrada e junta de encontro:

a - **junta de construção (JC)**: esse tipo de junta, como o próprio nome sugere, é empregado em função da limitação dos equipamentos de construção e devem ser executadas com dispositivos de transferência de carga, como as barras de transferência (**figura 6.3**);

b - **junta serrada (JS)**: é empregada para permitir a acomodação das tensões geradas pela retração do concreto e o seu espaçamento é função da taxa de armadura empregada. É sempre importante o emprego de barras de transferência (**figura 6.4**), importantes também no controle do empenamento da placa;

c - **junta de encontro (JE)**, também chamadas de juntas de expansão: situada nos encontros do piso com peças estruturais ou outros elementos, como canaletas e bases de máquinas, que impeçam a livre movimentação do piso (**figura 6.5**), podendo possuir barras de transferência (quando há tráfego sobre elas) ou não. No caso de pilares, há diversas alternativas, como as juntas diamante ou circulares (**figuras 6.5 a e b**) ou mesmo o emprego da junta de encontro convencional (**figura 6.5**); neste caso haverá cantos reentrantes que deverão ser armados.

6.4 - Espaçamento das Juntas

O espaçamento entre as juntas em um pavimento rígido irá depender do seu tipo - simples, com armadura distribuída ou estruturalmente armado - da espessura da placa, do coeficiente de atrito da placa com a sub-base e condições de cura.

Em pavimentos não armados, deve-se tomar extremo cuidado com o espaçamento entre as juntas, que precisa ser cuidadosamente adotado. Durante a execução do piso, é necessário um monitoramento intenso para verificar se não estão ocorrendo fissuras causadas pela retração do concreto.

Essas fissuras ocorrem quando o espaçamento das juntas foi subestimado e as tensões de tração originadas pela restrição ao movimento da placa, devido ao atrito com a sub-base, excedem à tensão de ruptura do concreto, ou quando as condições de cura estão inadequadas e o concreto retrai mais rapidamente do que aconteceria em condições normais, fazendo com que as tensões induzidas pelo movimento ocorram em um período em que a resistência do concreto não está plenamente desenvolvida e, portanto, incapaz de suportá-las.

No piso não armado, a ocorrência dessas fissuras leva a sérios problemas, já que passam a trabalhar como verdadeiras juntas e, por não estarem seladas, deterioram-se rapidamente, havendo a necessidade de sua recuperação.

Em nosso meio, são comuns os pisos com espessura em torno de 150 mm; nessas condições, tomando-se cuidados extremos com os parâmetros de dosagem e cura, dificilmente pode-se adotar placas maiores do que 5 m.

É por esses motivos que nos pavimentos industriais, nos quais as juntas quase sempre representam uma limitação ao seu desempenho, é recomendado pisos reforçados, cuja finalidade pode ser unicamente de combater a fissuração ou de incrementar a capacidade estrutural da placa. Na realidade, a fissura pode até ocorrer, mas permanece fechada, imperceptível como no concreto armado, impedindo a entrada de materiais incompreensíveis que levariam à sua deterioração. Esse mecanismo permite a adoção de placas razoavelmente mais longas do que nos pisos não armados,

havendo possibilidade de uso de comprimentos superiores a 30 m, função da abertura da junta e do tipo e reservatório do selante do que propriamente das fissuras que poderiam ocorrer (WRI, 1975).

O espaçamento entre juntas passa a ser, portanto, estabelecido pela adequação do projeto geométrico à arquitetura e interferências com a estrutura do edifício, dando maior liberdade ao projetista e maior funcionalidade e racionalização ao piso. Uma vez adotado o comprimento da placa, basta determinar a armadura necessária como mostrado em 5.5.3.

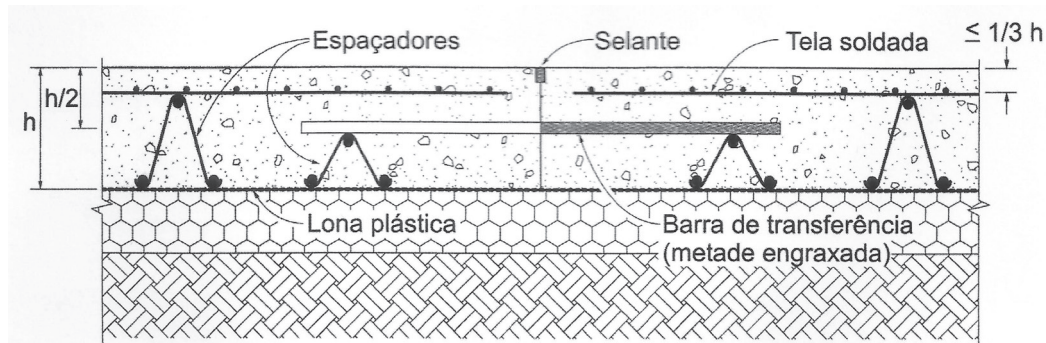


Figura 6.3: Junta de Construção com Barras de Transferência

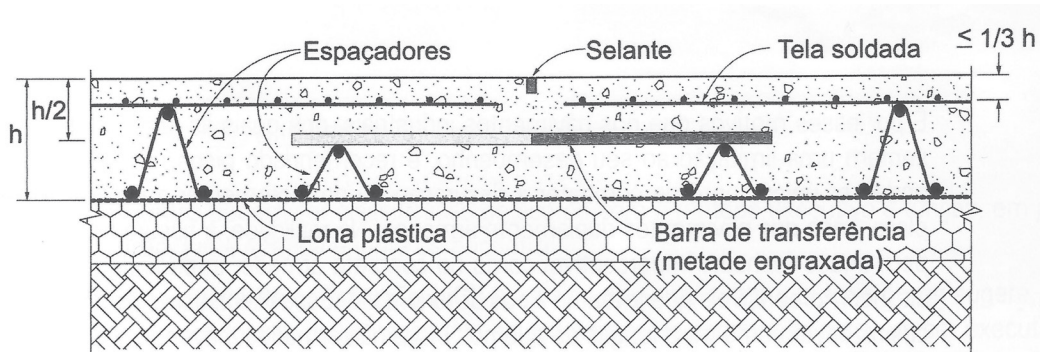


Figura 6.4: Junta Serrada

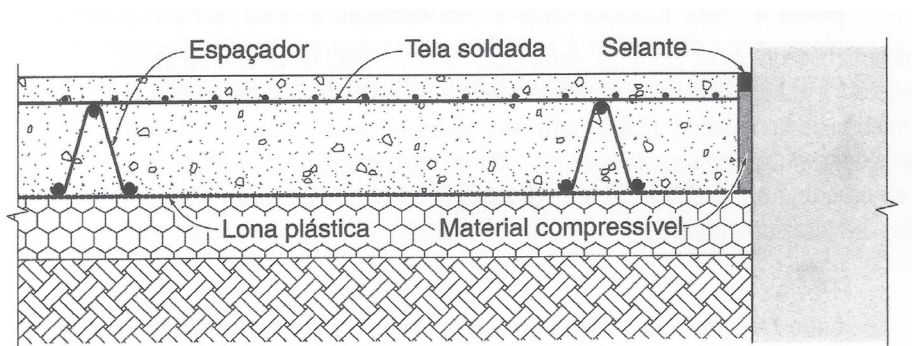


Figura 6.5: Junta de Encontro com peças estruturais ou outros elementos

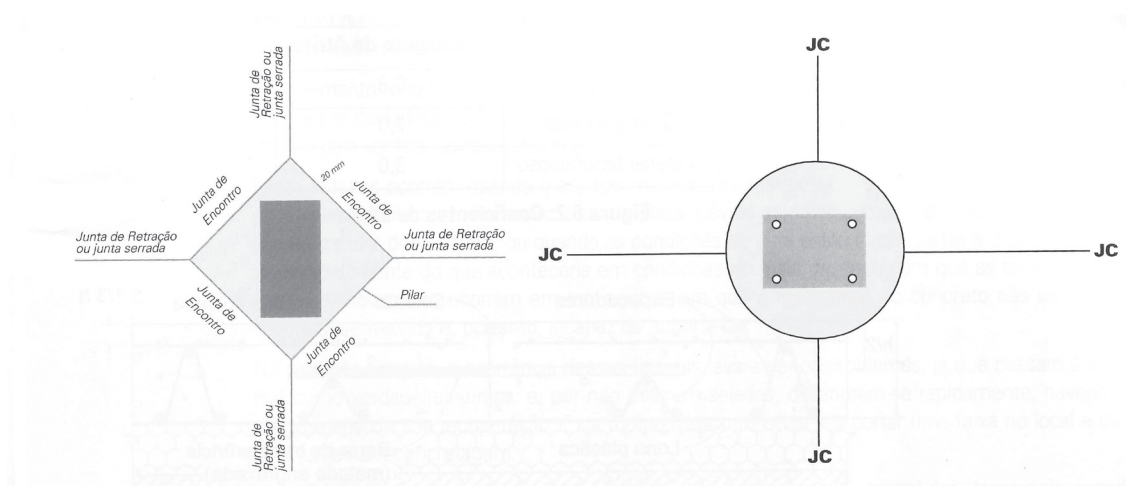


Figura 6.5: Junta de Encontro com Pilar

6.5 - Juntas Serradas

As juntas serradas são normalmente ortogonais à maior direção da placa, sendo portanto sujeitas às maiores movimentações em função da retração do concreto. Para que funcione adequadamente, é necessário que haja um sistema eficiente de transferência de carga entre as placas contíguas, já que as hipóteses de cálculo levam em consideração apenas as tensões que ocorrem no interior das placas (**Yoder & Witczak, 1975**) e geralmente as de borda ou canto, que são mais elevadas, são desconsideradas.

Os mecanismos de transferência que podem ocorrer pelo próprio intertravamento dos agregados na região enfraquecida da junta, só são eficientes com placas muito curtas e deve-se, portanto, dar-se preferência ao emprego das barras de transferência, que são mecanismos mais eficazes e confiáveis.

A moderna tecnologia construtiva para pisos impõe a concretagem em faixas, limitadas pelas juntas longitudinais. Após o período de cura inicial, para permitir que o concreto alcance resistência suficiente para suportar o corte por meio da cortadora de junta, são feitos cortes no sentido transversal da faixa, que definirão as juntas transversais serradas. A profundidade do corte deverá ser:

- a - Pelo menos de 40 mm;
- b - Maior que 1/4 da espessura da placa;
- c - Menor que 1/3 da espessura da placa.



6.6 - Juntas de Construção

Os tipos de juntas de construção devem ser necessariamente com barras de transferência, similares às empregadas nas juntas serradas. Sistemas de transferência de carga do tipo macho e fêmea devem ser evitados (**ACI, 1996**) por não garantirem a transferência de carga adequadamente devido à retração do concreto; além disso, as dificuldades executivas e a ocorrência de fissuras próximo à borda longitudinal, causadas pela baixa capacidade de transferência de carga, vêm fazendo com que o seu emprego seja cada vez menor.

As juntas de construção são geralmente mais susceptíveis a quebras devido ao acúmulo de argamassa nas bordas, além de empenarem com mais facilidade do que as serradas, devendo ser reduzidas à menor quantidade possível.

6.7 - Juntas de Encontro - JE (ou juntas de expansão)

As juntas de expansão são empregadas sempre que houver o encontro do piso com a estrutura do edifício, com bases de máquinas ou quando ocorrer necessidade de se isolar duas ou mais partes do piso.

É muito comum ainda emprego de juntas de expansão entre placas para prevenir o aumento de comprimento em função de mudanças de temperatura, mas esse procedimento é desnecessário, visto que cada junta de retração (serrada ou de construção) funciona como uma pequena junta de dilatação; isso ocorre porque a retração hidráulica do concreto será sempre superior à dilatação que ele pode apresentar em condições usuais de temperatura.

Além do mais, juntas de dilatação apresentam abertura muito elevada e são difíceis de serem seladas, transformando-se em um problema crônico para a manutenção do piso. Nas juntas de encontro com bases de máquinas, plataformas, estruturas enterradas e houver tráfego, necessidade de transferência de carga ou de controle do empenamento, devem ser empregadas as barras de transferência, mas com um dispositivo (capuz) que permite à barra movimentar-se livremente no sentido de deslocamento do piso.



Esse dispositivo é fundamental para o correto funcionamento da junta e pode ser executado colocando-se uma luva plástica tamponada na extremidade da barra, de modo que haja uma folga de pelo menos 20 mm para movimentação.

Nos encontros dos pilares, paredes, vigas baldrame é comum a adoção de juntas sem mecanismos de transferência de carga. Nesses casos deve-se ter consciência de que a região próxima à borda da placa não poderá ser carregada. Cuidados adicionais devem ser tomados em encontros de vigas baldrame sob passagens, onde o piso será solicitado por cargas móveis e especificamente nesses locais é conveniente o emprego de barras de transferência.

As barras de transferência constituem-se no principal e mais eficiente mecanismo de transferência de cargas empregado nas juntas e é formado por barras de aço de seção circular ou quadradas, maciças e de superfície lisa, como o aço CA 25 ou aço ferramenta.

Elas não devem aderir no concreto em pelo menos um dos seus lados, para permitir o seu deslizamento quando da retração da placa, e para isso devem estar com pelo menos metade do seu comprimento lubrificadas impedindo a aderência. Como nesse trecho em que não há aderência, não ocorre a passivação da armadura, é conveniente a sua pintura para protegê-la da corrosão.

6.8 - Barras de Transferência

As barras permitem a transferência de carga por mecanismos de cisalhamento nas juntas; devem estar rigorosamente alinhadas com o eixo da placa. Seu dimensionamento é bastante complexo (**Rodrigues & Gasparetto, 2000**) e envolve principalmente a análise das tensões de esmagamento no concreto.

A metodologia proposta por Timoshenko, Friberg (**Huang, 2004**) consiste em determinar a máxima a tensão de esmagamento do concreto, considerando que a barra de transferência é uma viga com alta rigidez, apoiada sobre o concreto que é assumido como uma fundação tipo Winkler; pode ser calculada através da metodologia descrita por Rodrigues & Gaspartetto (**Rodrigues e Gasparetto, 2000**), ou por um programa de elementos finitos. Por esse modelo a tensão de esmagamento no concreto é calculada como:

$$\sigma_b = K \cdot y_0$$

Onde:

σ_b - tensão no concreto provocada pelas barras de transferência;

K - módulo de suporte das barras (81,5 a 409GN/m³);

y_0 - deformação das barras de transferência.

$$y_0 = \frac{P \cdot (2 + \beta \cdot z)}{4 \cdot \beta^3 \cdot E_d \cdot I_d} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{K \cdot d}{4 \cdot E_d \cdot I_d}}$$

P - é a carga em cada barra de transferência;

z - abertura das juntas;

E_d - módulo de elasticidade das barras de transferência (200 GPa);

I_d - momento de inércia das barras de transferência;

d - diâmetro das barras de transferência.

Por facilidade, as dimensões e espaçamento das barras são assimiladas em função da espessura do concreto simples, de acordo com a **Figura 6.6**. Como esta tabela foi criada para pavimentos não reforçados, para os estruturalmente armados, a espessura a ser tomada deve ser relativa a um piso de concreto simples com a mesma capacidade estrutural.

Espessura da Placa (mm)	Tipo de barra de transferência					
	Seção Quadrada (mm)			Seção Circular (mm)		
	Lado	Comprimento Comercial*	Espaçamento	Diâmetro	Comprimento Comercial*	Espaçamento
Ver Nota	16	500	350	16	500	300
120 a 175	20	500	350	20	500	300
176 a 225	25	500	350	25	500	300
226 a 275	32	500	350	32	500	300
Nota: barra desse diâmetro só devem ser empregados em pisos de baixo carregamento, sem trânsito de veículos.						
*De acordo com o ACI-302, o comprimento mínimo é de 350 mm para diâmetro até 25 mm e 400 mm para o diâmetro de 32 mm.						

Figura 6.6: Barras de transferência (adaptado ACI, 2004)



07. EXECUÇÃO DA FUNDAÇÃO

7.1. Introdução

É muito comum observarmos problemas de recalques ou rupturas de pavimentos industriais e eles serem creditados a problemas de projeto ou da execução do piso propriamente dito quando na realidade são fruto de problemas de preparo do terreno de fundação que na nossa nomenclatura se trata do subleito e da sub-base.

Como toda estrutura, a execução da fundação, ou seja, o preparo do subleito e da sub-base, deve ser revestido dos cuidados necessários, muito embora, como foi observada em capítulos precedentes, a sua presença em condições normais de utilização não acarrete uma redução expressiva da espessura final da placa. Todavia, é preciso que as premissas assumidas sejam de fato encontradas no sistema, notadamente com relação à homogeneidade.

Outro aspecto importante a ser levado em consideração é a questão econômica, já que uma sub-base bem executada e com estreita tolerância de nivelamento proporciona a execução da placa na espessura correta, com considerável economia de material.

7.2 - Preparo do Subleito

A primeira verificação que deve ser feita é verificar se de fato o solo local apresenta as características que foram empregadas no dimensionamento. Embora pareça primário, esse procedimento é necessário pois pode ter ocorrido correções de greide do terreno com material importado de característica distinta do considerado inicialmente ou mesmo ter havido problemas na coleta e identificação do solo.

Feito isso o preparo do subleito passa a ser apenas uma questão de compactação, já que não importa o **CBR** do solo, este tem que estar adequadamente compactado, devendo atingir pelo menos 95% da energia do **Proctor¹ Normal - PN**.

Há infelizmente muitos equívocos com relação à compactação, pois se compararmos dois solos que apresentem “in situ” o mesmo valor de **CBR**, terá melhor desempenho aquele que apresentar maior grau de compactação. Isso ocorre por que o solo apresenta comportamento mais próximo do elástico quando adequadamente compactado caso contrário, tende a apresentar deformações plásticas prejudiciais ao pavimento.

A compactação de um solo é função de dois parâmetros: a energia empregada e o teor de umidade do

¹ - Deve-se ao engenheiro Ralph Proctor os primeiros estudos de compactação de solos, durante a primeira metade do século XX.

solo. Para uma mesma energia, variando-se a umidade², obtém-se uma curva similar a da **figura 7.1**; os ramos ascendentes e descendentes são tomados como reta e a concordância entre elas é associada a uma parábola e o seu cume define o par de valores - umidade ótima e densidade seca máxima³- válidos para aquele solo na energia empregada.

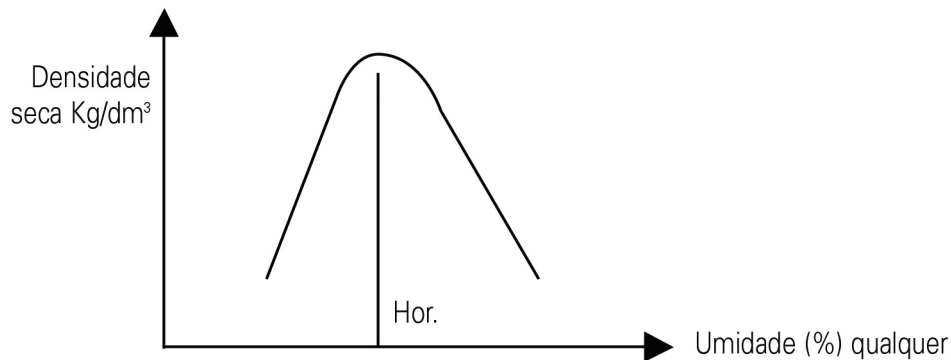


Figura 7.1: Curva de compactação de um solo qualquer

À medida que a energia de compactação é incrementada, a densidade seca máxima aumenta e a umidade ótima diminui. Para efeitos de padronização de ensaios, temos no Brasil normalizadas três energias, de acordo com a **NBR 7182**: normal, intermediária e modificada.

A energia normal é aplicada aos solos plásticos, enquanto que a modificada para os granulares, como as sub-bases; a energia intermediária é menos utilizada, reservando-a para alguns solos como os lateríticos - que apresentam boa resposta em campo.

Quando o solo estiver com a umidade acima da ótima para uma determinada energia de compactação, não adianta aumentá-la na tentativa de incrementar a densidade seca, pois o aumento da energia implica em valores mais baixos para a ótima, restando na obra a opção não aconselhável de reduzir a energia para que não haja danos na camada em compactação.

Quando a umidade está acima da ótima, o ar acaba ficando confinado pela água e não pode ser expulso e pode-se notar com certa facilidade um comportamento elástico acentuado causado pela compressão do ar na passagem do compactador e voltando à posição original quando descarregado; em virtude dessa movimentação esse comportamento é comumente denominado na obra por borrachudo.

Cada solo tem a sua própria curva de compactação e famílias de solos apresentam características similares, podendo-se dizer que os solos argilosos apresentam as densidades mais baixas entre eles, da ordem de 1500 kg/m² e à medida que vão tornando-se mais grossos, esse valor tende a aumentar.

Passando pelos solos siltosos, próximos a 1700 kg/m² até os pedregulhos, que chegam a 2000 kg/m²; solos lateríticos apresentam ramo ascendente mais íngreme do que o descendente, sendo esta característica também empregada na sua diferenciação dos outros solos (**Pinto, 2002**) e a sua densidade pode chegar próxima aos dos granulares; a **figura 7.2** esquematiza o comportamento de solos brasileiros.

2 - Define-se umidade como: $w = \frac{\text{massa da água}}{\text{massa dos sólidos}} \times 100$

3 - A umidade ótima é muito próxima e um pouco abaixo do limite de plasticidade do solo (Pinto, 2002)

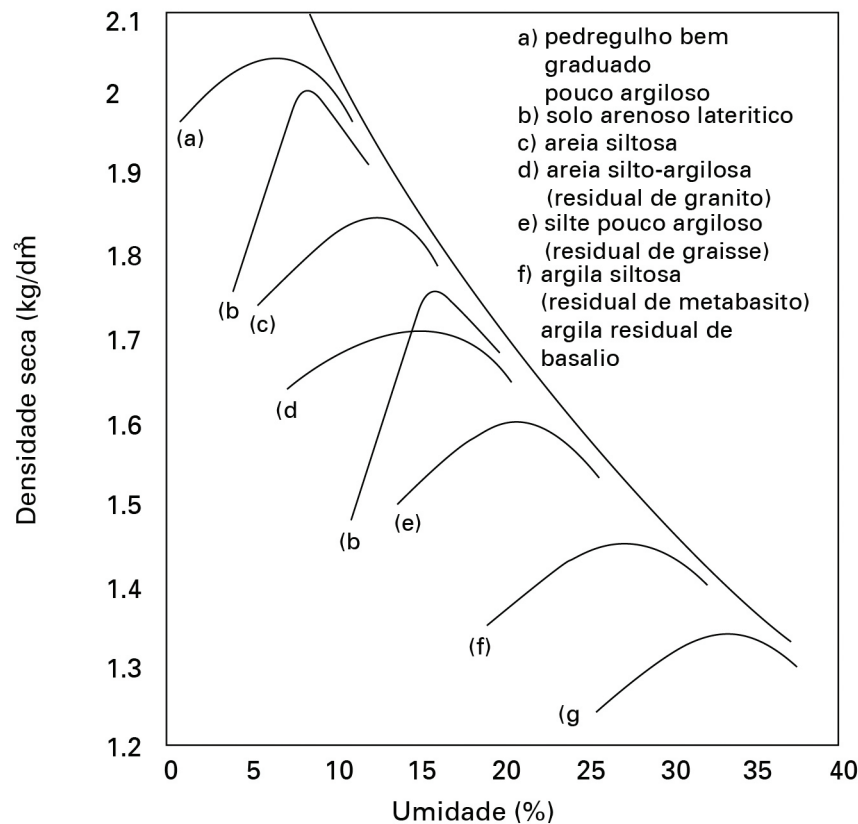


Figura 7.2: Curva de compactação de um solo

O controle da compactação do subleito é feita comparando a densidade em campo com a máxima obtida em laboratório, sendo esse índice denominado **grau de compactação - GC** - sempre referido à energia empregada:

$$GC = \frac{\gamma_{\text{campo}}}{\gamma_{\text{max}}} \times 100$$

A forma de apresentação do grau de compactação é infeliz, pois um solo com 85% é praticamente fofo, ficando a faixa de aceitação muito estreita, admitindo-se como mínimo o 95%. Já para o caso das areias, ao invés da compactação deve-se controlar a sua compacidade relativa, que nada mais é do que a relação entre os volumes de vazios máximos, mínimos e de campo:

$$CR = \frac{e_{\text{max}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}}$$

A areia pode ser considerada como fofo, para $CR < 0,33$, de compacidade média quando $0,33 \leq CR \leq 0,66$ e compacta quando $CR > 0,66$. Ao contrário do grau de compactação a compacidade relativa apresenta escala mais ampla e definida, facilitando tanto a interpretação como o controle.

Como regra geral, quando o subleito não atende às especificações de compactação, deve-se proceder a uma escarificação em profundidade de pelo menos 0,30 m, recompactando-o na umidade ótima, em camadas compatíveis com os equipamentos empregados.

No caso aterros não controlados é sempre conveniente a determinação do grau de compactação

em camadas mais profundas, pois estas poderão afetar o comportamento do pavimento industrial.

7.3 - Preparo da Sub-base

As sub-bases apresentam-se com três funções principais: primeiramente, funcionam como camada drenante; em segundo lugar, têm função estrutural, conferindo maiores capacidades de suporte e, homogeneidade e finalmente, no aspecto geométrico, sua conformação reduzirá eventuais desvios que seriam feitos nas camadas de concreto.

Os equipamentos mais adequados para a compactação de materiais granulares são os rolos compactadores vibratórios lisos e a energia empregada no seu controle deve ser a modificada, exigindo-se sempre GC mínimo de 100%.

Isolamento da Placa & Sub-base

Em pisos industriais é bastante comum empregar filmes plástico (espessura mínima de 0,15mm), entre a placa de concreto e a sub-base, tendo como principal objetivo a redução do coeficiente de atrito, o que é bastante conveniente para placas de grandes dimensões.

Eventualmente as imprimações asfálticas são utilizadas, geralmente em pavimentos externos.

Entretanto, esses filmes são impermeabilizantes, contribuindo para o empenamento das placas.



POSICIONAMENTO DA ARMADURA

8.1. Introdução

O posicionamento correto das telas soldadas reveste-se de especial importância tanto no desempenho como na durabilidade do piso, e esse fato é evidente principalmente nos pisos com armadura única, quando elas têm dupla função: estrutural e controle das fissuras causadas pela retração do concreto, e que devem ficar posicionadas a um terço da espessura da placa.

Em um passado não muito distante, quando não haviam dispositivos adequados para o posicionamento da tela, era muito frequente a ocorrência de fissuras pelo posicionamento inadequado. Infelizmente ainda são frequentes algumas práticas condenáveis para o posicionamento da armadura, como lançar o concreto até uma determinada altura, colocando-se então a tela sobre o concreto já compactado, para então concretar o restante da placa; o problema é que não se tem nenhum controle da posição final da armadura, que, com a vibração da camada final, pode descer abaixo dos valores permitidos, além do concreto da face inferior ter uma idade mais avançada do superior, quando eles são de betoneiras distintas.

Outras práticas igualmente condenáveis consistem em colocar a tela após a concretagem, fazendo-a descer por ação da vibração ou pulando sobre ela, ou posicioná-la na base da placa, içando-a posteriormente, também após a concretagem. Neste caso, chega-se ao extremo do absurdo quando um operário fica sobre a própria tela tentando colocá-la na posição correta.

Em qualquer um desses procedimentos, a altura da armadura fica sujeita, única e exclusivamente, à perícia, destreza e até mesmo à boa vontade do operário, sem que haja procedimentos simples e eficazes para verificar o serviço.

8.2 - Posicionamento da Armadura Superior

A armadura superior deve ser posicionada adequadamente com o auxílio de espaçadores apropriados, como os espaçadores soldados ou os caranguejos; estes consistem em um segmento de aço de construção, de bitola geralmente de 8,0 ou 10 mm, dobrado em cinco partes, de modo a que três formem um "u" cuja altura seja coincidente com a que se deseja da tela no piso e as outras duas sejam ortogonais ao seu plano, dando sustentação vertical, como esquematizado na **figura 8.1**.

Deve-se evitar o emprego de pedaços de concreto, tijolos ou madeira, que, por seu tamanho exagerado, acabam por reduzir a seção da placa. Os espaçadores soldados, que surgiram do emprego das treliças empregadas na fabricação de lajes a partir da segunda metade da década de 1990, produziram uma verdadeira revolução na execução dos pisos armados tanto com tela simples como dupla em função da sua competitividade econômica com os caranguejos e velocidade de operação,

já que não é necessário amarrar a tela.

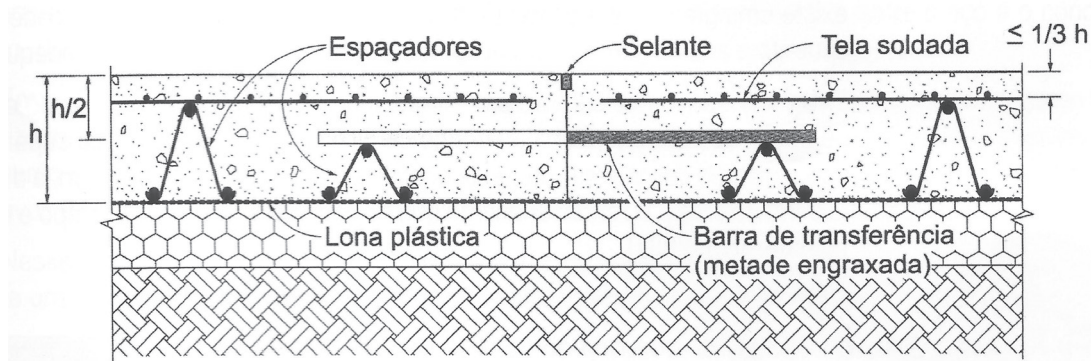


Figura 8.1

As treliças soldadas, que normalmente são empregadas na fabricação de lajes, podem ser facilmente encontradas nas alturas a partir de 6 cm até 25 cm, sendo a altura calculada pela expressão (Gasparetto, 2001):

$$H_{\text{esp}} = h - (c + \varnothing_{\text{sup}}) \quad \text{nos casos de telas simples, ou}$$

$$H_{\text{esp}} = h - (c + \varnothing_{\text{sup}} + \varnothing_{\text{inf}} + c_i) \quad \text{no caso de tela dupla}$$

Onde:

H_{esp} - é a altura teórica do espaçador;

h - é a espessura do piso;

c - é o cobrimento superior;

c_i - é o cobrimento inferior;

$\varnothing_{\text{sup}}, \varnothing_{\text{inf}}$ - são os diâmetros dos fios da tela superior e inferior respectivamente.

O posicionamento é feito em linhas paralelas distanciadas de aproximadamente 0,80 m a 1,00 m, dependendo do diâmetro da tela; fios de diâmetro mais elevado são mais rígidos, permitindo maior espaçamento das treliças.

Os caranguejos devem ser utilizados abundantemente, à razão de 5 unidades por metro quadrado de piso, e fortes o suficiente para suportar o peso dos operários, no caso de não se dispor de métodos de lançamento que permitam o trabalho pelos lados externos da faixa em execução.

8.3 - Posicionamento da Armadura Inferior

O posicionamento da armadura inferior acaba sendo bem mais simples do que a tela superior, pois existe uma grande abundância de dispositivos apropriados a essa finalidade, como as pastilhas de cimento e a larga gama de espaçadores plásticos, que permitem um adequado posicionamento.

Entretanto, devemos sempre estar limitando o cobrimento mínimo tendo em vista a durabilidade da obra, sabendo que, para concretos com resistência característica superior a 30 MPa, quando adotamos, no caso de estruturas expostas ao ar, cobrimento de 30 mm, a durabilidade da armadura será próxima a 80 anos, enquanto que no caso de 10 mm, esse tempo é reduzido para 10 anos (Gasparetto, 2001).



8.4 – Emendas das Telas Soldadas

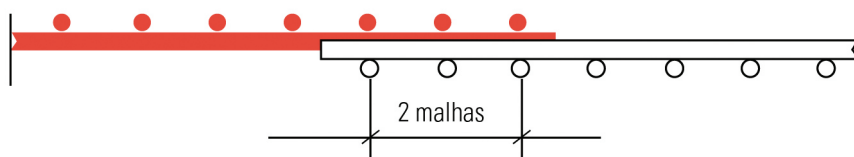
Um painel de tela soldada cobre uma determinada área de armadura sobre a forma, para executarmos o projeto em tela, é necessário fazer uma montagem desses painéis a fim de que toda área seja coberta.

Quando executamos essa tarefa, na realidade estamos colocando um painel de tela ao lado do outro, porem, é necessário que a armadura se torne contínua em toda sua extensão, para que isso ocorra precisamos fazer emenda entre os painéis que se dá pela sobreposição de malhas.

Essa emenda deve seguir as seguintes recomendações:

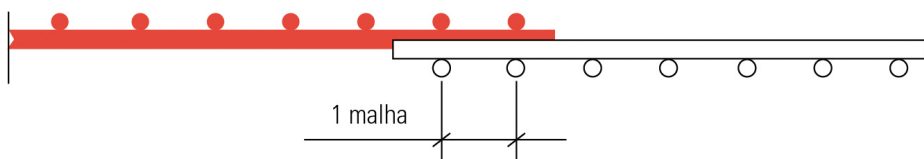
8.4.1 Emenda da armadura principal

Sobreposição de 2 (duas) malhas.



8.4.2 Emenda da armadura secundária

Sobreposição de 1 (uma) malha.



8.5 - Barras de Transferência

As barras de transferência precisam ser corretamente posicionadas, para garantir o mecanismo da transferência de cargas. Conforme já mencionado, as barras de transferência trabalham com pelo menos uma extremidade não aderida, para permitir que nos movimentos contrativos da placa ela deslize no concreto, sem gerar tensões prejudiciais.

Esse tempo refere-se à carbonatação do concreto, levando em conta que reduz drasticamente a passivação da armadura.



Barra de Transferência

Portanto, a primeira premissa para que isso ocorra é que pelo menos metade da barra esteja com graxa ou outro desmoldante, para impedir a aderência ao concreto; a prática de enrolar papel de embalagens de cimento, lona plástica ou mesmo a colocação de mangueira na barra é prejudicial aos mecanismos de transferência de carga, pois acabam formando vazios entre o aço e o concreto, devendo ser evitada.

Em segundo lugar, o conjunto de barras deve estar paralelo entre si, tanto no plano vertical como horizontal, e concomitantemente ao eixo da placa. Nas juntas serradas, as barras de transferência deverão ser posicionadas exclusivamente com o auxílio de espaçadores, que deverão possuir dispositivos de fixação que garantam o paralelismo citado.

Nesses casos, recomenda-se que toda a barra esteja lubrificada, permitindo que, mesmo que ocorra um desvio no posicionamento do corte, a junta trabalhe adequadamente.

Nas juntas de construção ou de encontro, as barras devem ser fixadas também às formas, mas não se pode preterir os espaçadores. É bastante comum encontrar em obras barras de transferência que não foram fixadas com dispositivos auxiliares, mas apenas apoiadas na forma. Com a concretagem, fogem completamente do paralelismo necessário e nem sempre o diâmetro elevado permite um bom realinhamento. A técnica de alinhar as barras manualmente logo após o lançamento do concreto é válida.



CONCRETAGEM DO PISO

9.1. Introdução

A concretagem do piso, como já pudemos destacar nos capítulos anteriores, reveste-se de especial interesse devido à sua influência marcante no seu desempenho final, pois a ela podem ser associadas diversas patologias, como as baixas resistências à abrasão, fissuras de natureza plástica, delaminações, texturas incorretas, baixos níveis de planicidade e nivelamento, absorção elevada etc.

Essas patologias sinalizam que a concretagem deve ser objeto de intenso controle executivo, precedido de treinamento dos operários que irão executá-la. É recomendável que seja feito preliminarmente um pequeno trecho experimental, que poderá ser usado também como padrão de qualidade.

Esse procedimento, embora extremamente simples, permite que se estabeleça de maneira clara e inequívoca uma referência executiva inquestionável, principalmente no que se refere à textura superficial, parâmetro de avaliação subjetiva.

9.2 - Aspectos Tecnológicos do Concreto Fresco

O concreto empregado em pisos difere em diversos aspectos do normalmente empregado em estruturas, muito embora a maioria dos construtores desconheça essas diferenças e aplique indiscriminadamente qualquer concreto. Destas, as principais são:

- nos pisos, a relação área/volume é muito maior, indicando que o concreto estará muito mais sujeito aos fenômenos de superfície, como a exsudação e a retração plástica;
- a placa de concreto é na maior parte das vezes empregada sem revestimento, exercendo dupla função, estrutural e de acabamento;
- em parte das aplicações, o concreto irá trabalhar sem armadura estrutural e qualquer procedimento inadequado de concretagem ou adequação do material poderá vir a prejudicar a sua resistência à tração na flexão;
- o Brasil é um país tropical em praticamente toda a sua extensão e as condições de concretagem em clima quente devem ser consideradas na sua execução **(Rodrigues, 2010)**.

O conhecimento por parte do executor dos principais aspectos tecnológicos que afetam o concreto fresco é importante para permitir que ele saiba quando algo está errado com o material e que providências deve tomar para retornar às condições iniciais.

Concreto fresco

Quando se adiciona água ao cimento, obtém-se uma pasta de consistência plástica que pode ser moldada com maior ou menor dificuldade, função da sua viscosidade, que é diretamente proporcional à quantidade de água.

Essa característica permanece praticamente inalterada por um determinado período, denominado estágio de dormência, no qual aparentemente não há reações químicas em curso. Na realidade o período de dormência não é de inatividade química, havendo o crescimento dos cristais de etringita¹, que são em forma de agulhas.

Após um certo tempo, a pasta começa a enrijecer - devido ao entrelaçamento das agulhas de etringita - até um determinado ponto em que, embora não tenha resistência, não é mais trabalhável, atingindo então o início de pega (**Soroka, 1979**); para os cimentos nacionais, este não deve ser inferior uma hora.

A partir daí já é perceptível a liberação de calor proveniente da hidratação do cimento e a pasta torna-se cada vez mais rígida até que não permita mais o retrabalho da superfície, por exemplo, com uma espátula, ou apresente marcas quando é pressionado com o polegar, dizendo-se então que o fim de pega foi atingido; este deve ser inferior a 10 horas².

No concreto, o mecanismo é similar, embora os tempos de início e fim de pega sejam superiores, pois a maior quantidade de água do concreto com relação à pasta padrão torna maior a distância entre as partículas de cimento e obrigam que os cristais da etringita cresçam mais para que haja o entrelaçamento.

Para fins práticos, denomina-se concreto fresco o período em que ele é trabalhável - portanto antes do tempo de pega - compreendido basicamente pela dormência. Nos pisos, a fase de acabamento pode ultrapassar o início de pega, sendo tecnicamente correto dizer-se que ele ainda se encontra trabalhável para determinadas operações, como o desempenho fino, que produz uma superfície brilhante. A principal característica do concreto fresco é a sua trabalhabilidade.

Trabalhabilidade do concreto

Embora seja constantemente confundida, a trabalhabilidade (**Scanduzzi & Andriolo, 1986**) pode ser entendida como sendo a facilidade com que um concreto pode ser misturado, manuseado, transportado, lançado e compactado com a menor perda de homogeneidade. Termos como consistência, plasticidade, coesão e fluidez expressam elementos de trabalhabilidade.

Muitas vezes a trabalhabilidade é confundida com a plasticidade, provavelmente devido ao fato do concreto estrutural ser predominante e neste a consistência, medida pelo ensaio do tronco de cone (**slump**), é a que melhor espelha a trabalhabilidade. Há, entretanto, outras, como a coesão e a aspereza que são bastante importantes à mistura fresca.

Concretos trabalháveis em determinadas circunstâncias não o são para outras. Por exemplo, veja-se o caso de uma sub-base de concreto compactado com rolo, que é adensado por rolos vibratórios, que difere substancialmente de um concreto com a mesma finalidade, adensado por vibradores de imersão.

1 - A etringita é formada pela reação química entre o aluminato tricálcio e o gesso. Caso este não esteja presente no cimento, ou em quantidade inferior à necessária, o cimento apresenta pega instantânea (flash set) com forte desprendimento de calor de hidratação.

2 - As normas brasileiras que tratam das especificações dos diferentes tipos de cimentos apresentam o ensaio de fim de pega com o optativo, mas para a matéria em questão, é importante que essa propriedade seja atendida.



Ambos são trabalháveis para suas condições específicas.

A trabalhabilidade do concreto irá depender fundamentalmente das características particulares e do proporcionamento relativo dos seus diversos constituintes: cimento, agregados, aditivos e água:

- areias grossas tendem a produzir misturas pouco coesas e ásperas, sendo o mesmo efeito observado em misturas com baixos teores de finos;
- agregados graúdos com dimensão característica baixa requerem maior quantidade de argamassa para uma mesma trabalhabilidade;
- agregados graúdos lisos e arredondados necessitam de menores teores de argamassa, enquanto, se as partículas forem lamelares, a necessidade se inverte;
- quantidades excessivas de agregado graúdo dão como resultado misturas com pouca coesão e mobilidade;
- a plasticidade aumenta quando a relação água/cimento cresce, podendo a coesão diminuir;
- o aumento da quantidade de cimento e outros materiais finos favorecem a plasticidade e aumentam a coesão, reduzindo a segregação.

Exsudação

A exsudação é a segregação da água do concreto, que aflora à superfície após o adensamento e perdurando por praticamente todo o período de dormência do concreto, cessando próximo ao início de pega, quando a rede de cristais de etringita reduzem drasticamente a permeabilidade do concreto.

Embora a perda de água reduza a relação **água/cimento**, o que tenderia a elevar a resistência do concreto; entretanto, a sua saída acaba criando vazios na estrutura, que anulam o primeiro efeito.

Além disso, a exsudação provoca aumento no teor de água das camadas superficiais, reduzindo a sua resistência mecânica, fazendo-se notar principalmente pela maior facilidade ao desgaste, empoeiramento e escamamento do piso. Essa condição faz com que o concreto sempre sofra um pequeno desgaste superficial no início da operação.

Embora seja um fenômeno inerente ao concreto fresco, pode ser trazido a níveis perfeitamente toleráveis, com a adoção de algumas medidas simples, como:

- aumentar a coesão da mistura, incrementando-se o teor de finos ou com o emprego de aditivos para esse fim;
- evitar supervibração do concreto, que favorece a segregação.

A exsudação pode ser muitas vezes desprezível nas estruturas convencionais mas é particularmente importante nos pisos em virtude da elevada área superficial e das propriedades superficiais requeridas, já que, além de afetar a resistência ao desgaste pode prejudicar as operações de acabamento. Por outro lado, por mais paradoxal que possa parecer, acaba sendo necessária em alguns processos executivos, como os espargimentos de materiais secos na superfície, destinados a aumentar a resistência superficial.

Retrações iniciais do concreto

A retração do concreto constitui-se hoje um caso a parte na tecnologia dos pavimentos industriais e rodoviários, merecendo até trabalho específico sobre o tema, dado a grande quantidade de problemas observados.

Essa condição advém de fontes importantes, como as profundas mudanças nas características dos cimentos Portland atuais, como o expressivo aumento nas finuras e teores de adições, que se por um lado trouxeram grandes benefícios como o aumento da resistência inicial e final ou incremento na durabilidade pelo aumento da resistência química, tornaram o concreto mais susceptível à fissuração, notadamente nas primeiras idades.

A evaporação da água do concreto inicia-se já nas fases de mistura, transporte, lançamento e adensamento. Todavia não sendo exagerada, não é prejudicial. Após o adensamento e antes do início de pega, as taxas de evaporação são as mais elevadas observadas no período de cura, devido à alta permeabilidade e à exsudação, (**Rodrigues, 1989**) trazendo consequências negativas ao concreto.

Mesmo após a pega, com expressiva redução na permeabilidade, há ainda grande facilidade de evaporação da água, que se não for impedida ou restringida, contribui bastante para a formação de fissuras. Denominam-se retração inicial as variações de volume ocorridas nesse período, fazendo parte dela a retração plástica tradicional e as do tipo autógena e hidráulica inicial.

A retração plástica traz um tipo bem característico de fissuras, facilmente distinguíveis pela sua ocorrência em grupos com fissuras paralelas entre si, com abertura elevada e baixa profundidade, da ordem de milímetros, sendo bastante evidentes em pisos não submetidos ao desempenho após o início de pega e com deficiências no sistema de cura inicial. Nesses casos é conveniente o emprego de cura química, que são produtos que criam um filme na superfície e impedem a perda de água nas primeiras idades.

É bastante comum observarem-se fissuras que espelham a armadura do concreto quando esta se encontra próxima à superfície. Isso se deve ao assentamento do concreto em consequência da perda de água, que não é acompanhado pela armadura, constituindo-se um caso particular da fissura plástica, denominada fissura de assentamento, mas que ocorrem apenas em peças de elevada espessura, portanto, são pouco prováveis em pavimentos.

As maneiras de controle das fissuras plásticas são na realidade uma combinação de diversos aspectos executivos que tratam basicamente do controle da evaporação. Para melhor compreensão do fenômeno, convém recordá-lo: a água de exsudação sobe para a superfície em taxas decrescentes e enquanto existir o equilíbrio entre a água exsudada e a evaporada, ou a primeira for maior, não ocorrerão fissuras plásticas; no momento em que a água exsudada é menor, a superfície retrai e a fissura ocorre, ortogonal à direção do vento. Essas recomendações são (**ACI, 1996**):

- empregar barreiras contra sol e vento;
- os agregados devem ser resfriados com água, antes da carga do caminhão;
- proteger o concreto com filmes (cura química), ou empregar nebulização com água, dificultando a evaporação da água.

Alguns fatores não listados, mas que também pode influir são a temperatura do cimento - que promoverá a maior evaporação do concreto - ou o próprio tempo de pega, pois aparentemente quanto mais tempo disponível para a perda de água por exsudação, maior a probabilidade da ocorrência de fissuras.

Os outros tipos de fissuras geradas pela retração inicial apresentam comportamento aleatório, não seguindo, por exemplo, o padrão regular das fissuras de retração hidráulica clássica³, apresentando fissuras bastante irregulares, ramificadas e nem sempre com suas extremidades em uma junta. No início são de pequena abertura - inferior a 0,4 mm - e não atingem toda espessura da placa, mas que com o passar do tempo podem evoluir para formas mais críticas.

3 - As fissuras de retração clássica são praticamente paralelas às juntas além de outras feições típica, como o de dividir a placa ao meio, transpassarem toda a espessura e terem comportamento similar às das juntas.



As condições da cura inicial são bastante críticas na geração dessas fissuras, ver **figura 9.1**, mas características do concreto como baixa relação água cimento - inferior a 0,42 (**Holt, 2000**) - e o emprego de adições ativas finamente divididas levam a ocorrência de retrações químicas ou autógenas; observe na **figura 9.1** que a retração inicial pode variar substancialmente com as condições de cura, indo desde 0 a 3 mm/m, enquanto que o incremento final praticamente não se altera com a condição de cura nas primeiras 24 horas.

A tela soldada pouco pode contribuir no combate a essas fissuras, pois elas ocorrem em uma fase onde a aderência dela com a pasta de cimento ainda não é plena. Sua contribuição será em manter posteriormente essas fissuras fechadas, evitando a sua degradação. Experiências conduzidas com fibras plásticas denotam que estas contribuem significativamente para a redução dessa patologia (**Rodrigues & Motardo, 2001**), embora não apresentem, para as dosagens usuais, contribuição estrutural em idades avançadas (**Trottier et al, 2002**).

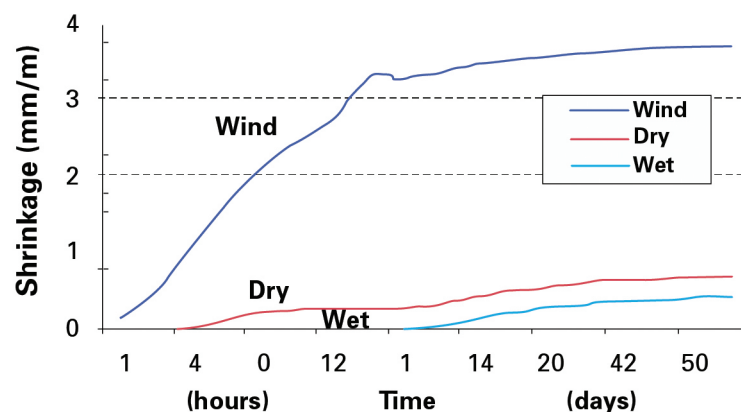


Figura 9.1: Influência da condição de cura na retração inicial do concreto

Nos pisos com acabamento superficial vítreo - desempenado liso - ocorre um tipo de fissura bastante peculiar que são as do tipo **craqueladas**, também denominadas como **tela de galinheiro** ou **crazy cracking**. São causadas pela retração mais acentuada que ocorre na superfície e o aspecto e a forma de geração delas é bastante similar do que ocorre quando o barro seca, formando uma malha com cerca de 50 mm de abertura (**ACI, 1996**) vindo daí o nome **tela de galinheiro**.

As fissuras **tela de galinheiro** são uma manifestação da retração superficial do concreto, formando uma malha de fissuras interligadas em rede, similares às observadas na lama quando ela seca, com pequena luz e baixa profundidade. As causas prováveis delas podem ser:

- cura com água mais fria do que o concreto (diferença maior do que 12° C);
- alternância entre molhagem e secagem do concreto;
- vibração ou desempeno excessivo do concreto;
- retrabalho excessivo quando o concreto ainda está muito úmido;
- operações prematuras de floating e desempeno fino;
- jogar pó de cimento para acelerar a “secagem” e apressar o acabamento;
- lançar água na fase de acabamento.

Retração hidráulica

Independente da qualidade da cura, o concreto sempre irá retrair, pois a quantidade de água empregada - exceto em casos muito particulares - excede ao necessário à hidratação do cimento. A função da cura é garantir que a perda da água não seja tão grande durante a hidratação e que ela ocorra quando o concreto tenha resistência suficiente para resistir as tensões geradas ou que a aderência com a tela seja suficiente.

9.3 - Fôrmas

É bastante comum deparar-se com orçamentos de pisos que não consideram as fôrmas no seu custo, ou reservam para esse item um valor pequeno, insuficiente para cobrir as necessidades primárias.

No momento da execução, o construtor acaba lançando mão de soluções improvisadas, sendo frequente, por exemplo, o emprego de sarrafos ou tábuas, presos simplesmente à sub-base ou subleito por meio de pontas de ferro de construção. Quando da concretagem, as formas cedem à pressão do concreto, formando uma junta sinuosa, que dificilmente pode ser seguida pela serra, quando da formação do reservatório do selante.

As conseqüências são previsíveis e desagradáveis, pois nos lugares em que a serra não acompanha o traçado inicial formar-se-ão duas juntas, com probabilidade quase certa de destaque do concreto, formando verdadeiros buracos nas placas. Esses problemas podem ser perfeitamente contornados pela simples adoção de fôrmas apropriadas que cumpram os requisitos:

- tenham linearidade superior a 3 mm em 5 m;
- sejam rígidas o suficiente para suportar as pressões laterais produzidas pelo concreto;
- sejam estruturadas para suportar os equipamentos de adensamento do tipo régua vibratória quando estas são empregadas;
- devem ser leves para permitir o manuseio sem o emprego de equipamentos pesados e práticas para que a montagem seja rápida e simples;
- a altura deve ser ligeiramente inferior à do piso.

Experiências coroadas de sucesso têm sido feitas com o emprego de perfis dobrados tipo **U**, que aliam rigidez com leveza, apresentando custos compatíveis com o serviço, embora os perfis laminados sejam mais adequados pois apresentam cantos em ângulo reto, enquanto os primeiros formam bordas arredondadas.

O sistema de fixação é feito com o emprego de pontas de ferro com diâmetro de pelo menos 16 mm e cunhas de madeira, por meio de furos nas abas do perfil, distanciados cerca de 50 cm. Na alma são deixados os furos para a passagem das barras de transferência.

A maior limitação dessa fôrma está no fato de que, se não for adequadamente transportada e armazenada, pode sofrer empenamentos que trarão como conseqüência mais grave a perda de produtividade, causada pela maior dificuldade em seu alinhamento.

Outro tipo de fôrma (**Concrete Construction Magazine, 1984**) que pode ser empregada com bastante sucesso, principalmente em pisos que exijam alta precisão, são as de perfis pré-fabricados de concreto, similares a trilhos ou com outra seção simétrica, que ficam incorporadas ao piso. Entretanto, seu custo acaba limitando a sua utilização.



As fôrmas de madeira, compostas por vigas de perobas ou outra madeira similar, são facilmente manuseadas, trabalhadas e retificáveis. Por essas características, são bastante empregadas para pisos com elevado grau de qualidade superficial.

As formas devem possuir aberturas que permitam o posicionamento adequado das barras de transferência, cuja tolerância de colocação é ± 25 mm no plano horizontal e $\pm 12,5$ mm no vertical e o diâmetro desses furos deve ser tal que permita a retirada das formas sem que haja interferência com as barras de transferência.

9.4 - Forma Executiva da Concretagem

A concretagem do piso deve ser executada em faixas (**figura 9.2**) ou em grandes panos. O primeiro procedimento é empregado quando a execução é feita com régua vibratórias e o segundo, quando se emprega equipamentos do tipo laser screed.

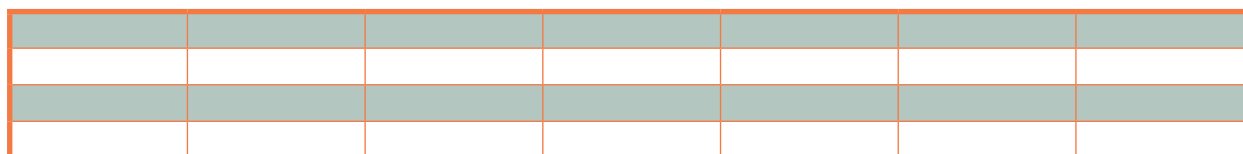


Figura 9.2: Plano de Concretagem

9.5 - Mistura do Concreto

O uso do concreto pré-misturado ou usinado em nosso país está bastante disseminado, principalmente quando se trata de obras de porte relativo, como geralmente o são as obras industriais. Nelas o volume de concreto empregado no piso é da mesma ordem de grandeza do empregado na estrutura; a título ilustrativo, no caso das industrializadas de concreto armado, a espessura média (volume de concreto da estrutura dividido pela área da obra) gira entre 10 a 12 cm, inclusive cobertura. Portanto, em grande parte das vezes, a quantidade de concreto do piso suplanta a da estrutura.

A observação do mercado da construção indica que cada vez menos se emprega concreto produzido na própria obra, mesmo nos locais mais distantes e quando essa solução é adotada, quer por razões técnicas ou econômicas, emprega-se centrais dosadoras e caminhões betoneiras, em processo similar ao empregado nas usinas convencionais.

Nesses casos, deve-se estabelecer na obra um programa de controle de recebimento dos materiais

- cimento e agregados - bem como do processo executivo. Essa preocupação adicional corrobora com a decisão de trabalhar com concreto usinado.

Independente se é produzido na obra ou fora dela, o recebimento do concreto pré-misturado requer alguns cuidados, visando basicamente a garantia da sua homogeneidade, que são:

- o misturador deve ser examinado quanto a limpeza e desgaste das facas, que interferem diretamente na qualidade da mistura;
- o tempo mínimo de mistura, da ordem de 90 s/m³ de concreto, deve ser respeitado. No caso de centrais dentro do canteiro ou mesmo localizadas muito próximas dele, deve-se estabelecer um tempo mínimo próximo à 120 s/m³.

9.6 - Lançamento

O lançamento do concreto em pisos é em geral uma operação relativamente simples, já que os equipamentos podem quase sempre atingir diretamente o local de aplicação. Por exemplo, caminhões betoneiras podem lançar diretamente na pista. As bombas também podem ser empregadas no lançamento sendo preferível as do tipo lança que apresentam maior versatilidade e capacidade de lançamento.

Embora simples, as operações de lançamento podem alterar substancialmente o desempenho do piso, visto que frequentemente são observados defeitos advindos da alteração da posição original da armação. Deve-se, portanto, tomar cuidado nessa fase, não permitindo o trânsito de operários por sobre a tela durante os trabalhos, municiando-os com ferramentas adequadas para que possam espalhar o concreto externamente à região.

O espalhamento deve ser uniforme e em quantidade tal que, após o adensamento, sobre pouco material para ser removido, facilitando os trabalhos com a régua vibratória.

9.7 - Adensamento

As grandes áreas dos pisos aliadas as suas baixas espessuras sugerem que o adensamento do concreto deva ser feito com o emprego de réguas vibratórias. Essa operação é facilitada pela própria natureza do piso, que é desprovida de elementos complicadores, como taxas elevadas de armação ou locais pouco acessíveis.

Os vibradores de imersão podem e devem ser empregados em pisos, consorciados com as réguas. As réguas vibratórias são, como já mencionado, bastante adequadas aos serviços, dispondo-se de boa diversidade desses equipamentos importados. As mais adequadas são as produzidas com ligas leves, o que torna fácil o manuseio do equipamento.

Finalmente, como lançamentos que podem ser considerados automatizados, deve-se citar os equipamentos denominados Laser Screed, que espalham, vibram e dão um primeiro acabamento, similar a da régua vibratória (**figura 9.3**), que permitem grande produtividade, variando de 1.500 m² a 3.000 m² por dia de trabalho.



Figura 9.3: Equipamento Laser Screed



9.8 - Acabamento Superficial

A superfície do piso é a principal fonte de medida do seu desempenho, pois é ela que estará em contato com todas as ações solicitantes. Pode-se dividir os pisos de concreto em dois grandes grupos: os de **camada única**, onde o próprio concreto da laje funciona como revestimento, e os **com revestimento**, muitas vezes impropriamente chamados de revestimentos de alta resistência, que podem ser executados por dois procedimentos distintos, denominados **úmido-sobre-úmido** e **úmido-sobre-seco**.

O fato de o piso ser executado em **camada única** não significa necessariamente que vá possuir menor resistência ao desgaste que o outro tipo. Na realidade, são largamente empregados e dependendo do tipo do concreto e do tratamento a que foram submetidos, podem dar origem a pisos com alta resistência ao desgaste, com uma série de vantagens adicionais sobre o sistema de dupla camada.

Da mesma forma, os pisos **com revestimento** não possuem necessariamente alta resistência, cada vez menos empregados, mas podendo ser úteis quando a solicitação preponderante é abrasiva e as cargas baixas. No sistema **úmido-sobre-úmido**, ou simplesmente úmido, a camada de acabamento é lançada quando o concreto ainda se encontra no estado fresco, enquanto no **úmido-sobre-seco**, ou simplesmente seco, o concreto se encontra em fase de endurecimento adiantada (Rodrigues & Ligório, 1985).

Na opção pelo sistema duplo, recomenda-se a adoção do úmido, uma vez que é mais garantida a aderência das duas camadas: concreto e revestimento. No sistema seco, é necessária a adoção de uma camada de ligação, confeccionada com argamassa de consistência seca, fonte frequente de problemas, como o descolamento entre as camadas.

Sob o ponto de vista executivo do acabamento, tanto o sistema simples como o duplo usam os mesmos equipamentos básicos. Neste trabalho será tratado apenas o primeiro caso. Entretanto com poucas modificações, pode ser empregado no sistema duplo.

Alternativa que vem sendo empregada com bastante sucesso para incrementar a resistência abrasiva é a aspersão⁶ de agregados de alta dureza - tanto de origem mineral como metálica - na superfície de concreto, em taxas que variam de 4 kg/m² a 8 kg/m² preferencialmente com adição de certa porcentagem de cimento - variando de 15% a 30% - misturado na própria obra ou empregando-se produtos industrializados, que são fornecidos já misturados aos agregados, cimento, aditivos e até mesmo corantes.

Primeira etapa: regularizar o concreto

A regularização da superfície do concreto é fundamental para a obtenção de um piso com bom desempenho em termos de planicidade. Essa operação, embora aparentemente simples, precisa ser executada com esmero e habilidade.

A ferramenta empregada é o chamado “rodo de corte (figura 9.4)”, constituído por uma régua de alumínio ou magnésio, de três metros de comprimento, fixada a um cabo com dispositivo que permita a sua mudança de ângulo, fazendo com que o “rodo” possa cortar o concreto quando vai e volta, ou apenas alisá-lo, quando a régua está plana.

Deve ser aplicado no sentido transversal da concretagem, algum tempo após a concretagem, quando o material está um pouco mais rígido. Seu uso irá reduzir consideravelmente as ondas que a régua vibratória e o sarrafeamento deixaram.

Desempeno mecânico do concreto

O desempeno mecânico do concreto (**floating**) é executado com a finalidade de embeber as partículas dos agregados na pasta de cimento, remover protuberâncias e vales e promover o adensamento superficial do concreto (**Peterson, 1986**).

Para a sua execução, a superfície deverá estar suficientemente rígida e livre da água superficial de exsudação. A operação mecânica pode ser executada quando o concreto suportar o peso de uma pessoa, deixando uma marca entre 2 a 4 mm de profundidade.

Os equipamentos empregados são geralmente as acabadoras de superfície (**figura 9.5**), simples ou duplas, com diâmetro entre 90 e 120 cm, acopladas com discos de acabamento ou pás, acionados por motor a explosão.

O desempeno deve ser executado com planejamento, de modo a garantir a qualidade da tarefa. Ele deve ser sempre ortogonal à direção da régua vibratória ou do sarrafeamento e deve obedecer sempre à mesma direção. Cada passada deve sobrepor-se em 50% à anterior (**Peterson, 1986**).

Alisamento superficial

O alisamento superficial ou desempeno fino (**troweling**) é executado após o desempeno, para produzir uma superfície densa, lisa e dura. Normalmente, são necessárias duas ou mais operações para garantir o resultado final, dando tempo para que o concreto possa gradativamente enrijecer-se.

O equipamento é o mesmo empregado no desempeno mecânico, com a diferença de que as lâminas são mais finas, com cerca de 150 mm de largura. O alisamento deve iniciar-se na mesma direção do desempeno, mas a segunda passada deve ser transversal a esta, alternando-se nas operações seguintes.

Na primeira passada, a lâmina deve estar absolutamente plana e de preferência já usada, que possui os bordos arredondados; nas seguintes, deve-se aumentar gradativamente o ângulo de inclinação, de modo que aumente a pressão de contato à medida que o concreto vai ganhando resistência (**Peterson, 1986**).



Figura 9.4: Rodo de Corte



Figura 9.5: Acabadora Superficial

9.9 - Cura do Concreto

Denominam-se cura do concreto todas as medidas tomadas para manter as condições de hidratação do cimento, isto é, umidade e temperatura. Como regra geral, no Brasil são raros os períodos de baixas temperaturas, e os procedimentos de cura acabam limitando-se apenas à manutenção da umidade.

A cura do concreto, além da resistência, está intimamente relacionada também ao problema de qualidade superficial. Ela pode ser dividida em duas etapas no período de hidratação do cimento: **inicial e complementar**.

Cura inicial

A cura inicial é a que é executada imediatamente às operações de acabamento do concreto, podendo até mesmo iniciar-se de modo indireto após o adensamento. É no seu período que há maior influência dos fenômenos de superfície e, diferentemente das estruturas, assume papel fundamental nos pisos.

Como manter a umidade ou, mais propriamente, evitar a evaporação da água de amassamento, sem prejudicar ou danificar a superfície do piso é frequentemente um exercício de criatividade e dedicação do construtor, pois os procedimentos muitas vezes têm que principiar já após o adensamento, evitando a ação do vento e da insolação.

Após o acabamento final, quando a superfície já não é tão frágil, isto é, já se encontra a meio caminho do fim de pega, pode-se empregar meios diretos, como a aplicação de membranas de cura, filmes plásticos e outros meios (Yeager, 1986).

As membranas de cura são bastante empregadas, principalmente em áreas externas, devido fundamentalmente à facilidade de aplicação, aliada às baixas probabilidades de danos à superfície. São emulsões à base de polímeros, notadamente o PVA, aliadas ou não a um corante, que, com a secagem da água, formam na superfície um filme impermeável.

Os filmes plásticos, transparentes ou opacos, que são popularmente conhecidos por lona preta, são instrumentos eficientes de cura, mas que exigem maior cuidado com a superfície, visto que podem danificá-la na sua colocação; além disso, por não ficarem firmemente aderidos ao concreto, formam uma câmara de vapor que, condensando, pode provocar manchas no concreto, principalmente se ele for colorido.

As membranas de cura são menos eficientes do que os filmes plásticos, mas em compensação podem ser aplicadas mais precocemente. Como intermediários, há os papeis impermeáveis, hoje em dia pouco empregados em virtude do desenvolvimento dos polímeros que dão origem a filmes plásticos leves e baratos.

Cura complementar

A cura complementar deve iniciar-se após o fim de pega do concreto, independentemente de terem ou não sido aplicadas membranas de cura. Nesta fase, a cura do concreto não se restringe apenas ao impedimento da evaporação, mas sim pela saturação com água da superfície concretada.

A sua execução é feita simplesmente com a colocação de materiais absorventes na superfície, que já deve ter resistência suficiente para permitir o caminhar de pessoas. Periodicamente, procede-se à sua saturação.

Os materiais mais empregados são as mantas de cura produzidas com tecidos ou não tecidos poliméricos, com boa capacidade de retenção de água e que não cause manchas de nenhuma espécie.

A cura complementar deve prolongar-se até que o concreto tenha alcançado pelo menos 75% da sua resistência final, quando então a sua baixa permeabilidade garantirá por si própria a manutenção da umidade para a completa hidratação do cimento.

Da mesma forma que a cura inicial, a cura complementar está condicionada às condições atmosféricas, como o calor, ventos e principalmente a umidade relativa do ar. Vale observar que em dias frios a evaporação da água pode dar-se com mais facilidade por causa de ventos fortes e baixos valores de umidade relativa; por esse motivo, os três parâmetros devem ser sempre analisados conjuntamente.

9.10 Corte das Juntas

As juntas serradas devem ser cortadas assim que o concreto tenha resistência suficiente para tal cortado sem que haja quebras nas bordas. O tempo em que isso ocorre é bastante variável, dependendo do tipo do concreto, velocidade de hidratação do cimento e da temperatura ambiente, mas normalmente se dá entre 12 a 18 horas.



CONTROLE DA QUALIDADE DOS PAVIMENTOS INDUSTRIAIS

10.1. Introdução

Como em toda atividade produtiva, os pavimentos industriais devem ser submetidos a controles de execução, incluindo materiais e processos. Esses controles devem incluir basicamente as três principais fases executivas:

- preparo do subleito e sub-base;
- concretagem da placa de concreto;
- tolerâncias superficiais;
- juntas.

10.2 – Controle do Subleito e Sub-base

Como não existem critérios perfeitamente estabelecidos para a aceitação do subleito e da sub-base, geralmente a aprovação limita-se apenas aos critérios relativos à compactação, considerada satisfatória quando é de **98% do Proctor Normal** - caso do subleito - ou do modificado - empregado para sub-bases granulares, exceto quando especificado de forma diferente em projeto.

Entretanto, há outros dados importantes que devem ser analisados, como a verificação da qualidade dos materiais envolvidos. Por exemplo, deve ser verificado se o **CBR** do subleito é de fato aquele que foi considerado em projeto e se a granulometria da subbase granular ou o seu teor de cimento, quando for o caso, estão coerentes com o projetado.

Além disso, é muito importante a verificação das espessuras das camadas, já que espessura da subbase pode variar de 5% a 10% do valor de projeto e o seu nivelamento é aceitável se o perfil do topo variar entre - 5 mm e +10 mm com relação ao nível de projeto (**Ringo & Anderson, 1992**), sendo o mesmo critério especificado para o nível do subleito.

Entretanto, as variações excessivas do nivelamento podem acarretar alterações na espessura do concreto, ou da sub-base, trazendo consequências em termos de custos, já que o nível do piso acabado possui tolerâncias superficiais bem mais rigorosas.

10.3 – Concretagem da Placa de Concreto

Verificação do traço

Como o concreto para o pavimento ou para o piso industrial, é um concreto com características especiais, para atender as exigências de acabamento, abrasão, retração, e de execução, muitas vezes a concreteira não tem este traço em sua linha de produção, sendo necessário desenvolver um traço específico para atender as exigências do projeto do piso ou pavimento.

Antes de iniciar as concretagens é recomendado verificar previamente o traço, pois este procedimento reduz significativamente os riscos de iniciar a execução com um concreto inadequado para o piso que poderá provocar manifestações patológicas durante a execução ou durante a operação do piso ou do pavimento. É recomendado que durante a verificação do traço seja analisados os seguintes pontos:

- abatimento do concreto;
- teor de ar incorporado;
- exsudação;
- evolução das resistências;
- retração do concreto.

Placa teste

É recomendado também a execução de uma placa teste, para simular em uma área reduzida com relação à execução do piso. Este procedimento tem o objetivo de aferir as eventuais dificuldades que possam ocorrer durante as operações de execução e otimizar o processo executivo de forma a garantir a qualidade esperada para a estrutura do pavimento, e também reduzir os riscos de ocorrência de manifestações patológicas.

Para a execução da placa teste, e também durante a execução do restante do piso é recomendável a utilização de um check list, que poderá conter os seguintes pontos:



Abaixo segue um modelo de Check List que pode ser útil antes das concretagens:

Check List

RELATÓRIO DE VISITA TÉCNICA					
Obra		Data		Responsável	
Local		Contato		Fone/E-mail	
SEQ	ÍTENS AVALIADOS	LIMITES		AÇÃO SUGERIDA	
		MIN	MÁX		
1 SUB-BASE					
1.1	Variação da Superfície da sub-base	-10 mm	+5 mm		
2 Fôrmas					
2.1	Posicionamento das Juntas	Conforme Projeto			
2.2	Estabilidade da Fôrma	Verificação Prática			
2.3	Nivelamento	-1 mm	+1 mm		
2.4	Alinhamento	-10 mm	+10 mm		
2.5	Limpeza	Verificação Prática			
2.6	Espessura do Piso	-7 mm	+10 mm		
2.7	EPS - Foram colocados nas juntas "E"	Conforme Projeto			
3 ARMADURA					
3.1	Armadura Principal Inferior	Conforme Projeto			
3.2	Armadura Principal Superior	Conforme Projeto			
3.3	Cobrimento da Armadura (Espaçadores)	-10 mm	+10 mm		
3.4	Emendas entre painéis	25 cm	-		
3.5	Reforços (tipo e posicionamento)	Conforme Projeto			
3.6	Bitola das barras de transferência	Conforme Projeto			
3.7	Espaçamento entre as barras de transferência	-25 mm	+25 mm		
3.8	Alinhamento das barras de transferência	Verificação Prática			
3.9	Nivelamento das barras de transferência	Verificação Prática			
4 CONCRETO					
4.1	Abatimento	-10 mm	+10 mm		
4.2	Teor de ar incorporado	-	≤ 3%		
4.3	Exsudação no lançamento	-	≤ 4%		
4.4	Exsudação no acabamento (visual)	Verificação Visual			
4.5	Procedimentos para dar planicidade ao piso	Verificação Prática			
4.6	Tempo de início de pega e fim de pega	2 horas	4 horas		
4.7	Cura (ASTM 309)	Conforme Projeto			
5 OBSERVAÇÕES					

Espessura

As tolerâncias executivas da espessura da placa de concreto são ditadas pelo **ACI 117 (ACI 117, 1990)**, sendo que:

Placas com até 300 mm de espessura: +10 mm e -7 mm

Placas com mais de 300 mm de espessura: +7 mm e -10 mm

Pode-se ver que as espessuras de placas a que o **ACI 117** se refere são muito mais elevadas das praticadas no Brasil e seria muito mais prudente estabelecer variações máximas da ordem de + 7 mm e - 5 mm.

Qualidade do concreto fresco

O procedimento mais expedito para o controle do concreto fresco é o ensaio de abatimento do tronco de cone - o slump test - que deve ser feito em todo caminhão betoneira fornecido na obra.

Entretanto, é recomendável que em algumas partidas sejam feitos ensaios buscando o controle de outras propriedades, como o teor de argamassa, quantidade de ar incorporado e, quando houver estrita necessidade de controlar a retração hidráulica, determinar o teor de água da mistura.

Resistência do concreto

Boa parte das empresas de controle tecnológico do concreto costumam controlar a resistência do concreto como se fosse uma estrutura seguindo, portanto, a norma NBR 6118: **Projeto e execução de obras de concreto armado**, enquanto que o procedimento mais adequado é apresentado na norma **NBR 7583: Execução de pavimentos de concreto simples por meio mecânico**.

Embora essa norma trate especificamente de pavimentos de concreto simples, consideramos que ela é mais apropriada em virtude principalmente do estimador¹ empregado, que permite um quantil de 20% de resultados abaixo do valor característico, enquanto a **NBR 6118** impõe 5%. Essa diferença reside basicamente no fato de que a falência estrutural de uma estrutura traz consequências - tanto econômicas como em vidas humanas - muito mais severas do que no pavimento.

A resistência do concreto deve ser avaliada por meio de lotes que atendam as seguintes condições: não apresentarem mais do que 500 m² e nem ultrapassarem 2500 m². Cada lote será representado por 32 exemplares² no mínimo.

A resistência característica do concreto, à compressão ou tração na flexão, é dada por:

$$f_{ctM,k} = f_{ctM,j} - 0,84s$$

ou

$$f_{c,k} = f_{c,j} - 0,84s$$

onde **s** é o desvio padrão da amostra e:

$$f_{ctM,k} = f_{ctM,j} = \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_n}{n}$$

1 - Estimador é o modelo estatístico empregado para a previsão da resistência do concreto.

2 - Um exemplar é formado por pelo menos dois corpos de prova, elegendo-se para representar a resistência do exemplar a maior das obtidas na ruptura dos dois corpos de prova.



10.4 – Juntas

As juntas dos pisos industriais devem obedecer a pelo menos os seguintes requisitos, em relação ao projeto:

- as barras de transferência devem ser posicionadas de modo que a variação do espaçamento entre elas difira no máximo 25 mm;
- a tolerância no posicionamento das barras de transferência em relação ao plano médio da placa de concreto, poderá ser de + ou - 7 mm;
- o alinhamento das juntas construtivas não deve variar mais do que 10 mm ao longo de 3 m;
- nas juntas serradas, a profundidade do corte não deve variar mais do que 5 mm com relação à profundidade.

10.5 - Tolerâncias Superficiais

A superfície do piso é o local onde há maior rigor no controle da qualidade, pois é ela que vai refletir os cuidados tomados durante a execução e, principalmente, definir o nível de desempenho, juntamente com a capacidade estrutural, do produto final.

A principal característica superficial é a planicidade, que define a quantidade de ondulações e outras imperfeições superficiais. O seu valor está fortemente relacionado às operações de acabamento.

A planicidade era medida pela máxima luz (ou abertura) entre o piso e uma régua de 3 m, livremente apoiada sobre ele.

De acordo com isso, classificava-se a planicidade como sendo:

Planicidade	mm
Convencional - desempenada-sarrafeada	12 08
Plana	05
Muito Plana	03

Embora esse procedimento tenha sido empregado por mais de 50 anos, apresentava uma série de deficiências, entre as quais se pode citar (**ACI, 1990**):

- dificuldade em ensaiar grandes áreas;
- dificuldade na amostragem aleatória do piso;
- não reprodutibilidade dos resultados;
- fracasso do método na determinação da planicidade de superfícies rugosas;
- o método não permite determinar o nivelamento da superfície.

Para contornar essas dificuldades, a **American Society for Testing and Materials** desenvolveu um procedimento de medida das características da superfície (**ASTM, 1996**), que introduz o conceito do F-Number System, formado por dois valores distintos para medir o perfil do piso (**ACI, 1989**):

O F_F , índice Face de planicidade (flatness), que define a máxima curvatura permitida no piso em 600 mm, calculada com base em duas medidas sucessivas de elevações diferenciais, tomadas a cada 300 mm.

O F_L , índice Face de nivelamento (levelness), que define a conformidade relativa da superfície com um plano horizontal, medido a cada 3 m.

O par de valores **F-Number**, é geralmente apresentado na forma F_F / F_L , de modo que uma especificação indicada como 25/20 significa que o F_F é 25 e o F_L é 20.

Teoricamente, os valores do F_F podem variar de zero a infinito; na prática, situam-se entre 10 e 50, nos casos mais comuns, ou próximos a 100, em casos especiais. A variação do F_F é linear, isto é, um piso com $F_F = 30$ é duas vezes mais plano do que outro com $F_F = 15$.

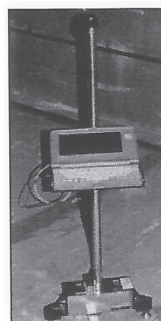
Em pisos elevados, onde o F_L não tem significado por causa da deformação da laje, indica-se, por exemplo, um piso cujo F_F é 35 como **F35**. O mesmo critério deve ser usado em pisos inclinados, como as rampas de acesso, onde o F_L também não tem significado.

De acordo com o F_F / F_L , o piso pode ser classificado conforme a **figura 10.1 (ACI, 1996)**. Os valores do F_F e F_L mínimos locais são os menores valores admitidos para cada linha de medida, tomada de acordo com a norma **ASTM E 1155-87 (ASTM, 1996)**.

Uso Tópico	valores globais		valores mínimos	
	Ff	FI	FF	FL
Uso não industrial, Pátio de estacionamento, Casa de máquinas	20	15	15	10
Edifícios Industriais, comerciais	25	20	17	10
Depósito (trânsito de Empilhadeiras)	35	25	20	15
Depósitos especiais, Pistas de patinação	45	35	30	20
Estúdio de Televisão	>50	>50	-	-

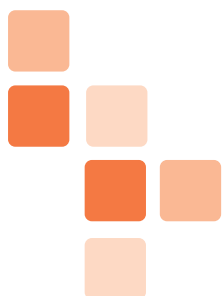
Figura 10.1: Índices F-Number (Adaptado ACI, 1996)

Os dados da **Figura 10.1** devem ser empregados somente quando o tráfego no piso for aleatório.



Quando são empregados veículos com tráfego definido, em corredores estreitos, o conceito de medida é diferente do apresentado na norma ASTM, devendo-se empregar o índice F_{min} , que não deve ser confundido com os valores mínimos locais.

O F_{min} é empregado em pisos com altos índices de planicidade, denominados **superflat**, nos quais o par F_F / F_L é geralmente superior a 100 e a sua determinação não é ainda normalizada.



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: **ABNT NBR 5916 – Junta de Tela de Aço Soldada para Armadura de Concreto – Ensaio de Resistência ao Cisalhamento**, Rio de Janeiro, 1990.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: **ABNT NBR 7481 – Tela de Aço Soldada – Armadura para Concreto – Especificação**, Rio de Janeiro, 1990.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: **ABNT NBR 11801 – Argamassa de Alta Resistência Mecânica para Pisos**, Rio de Janeiro, 1992.

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland: **Guia Básico de Utilização do Cimento Portland**, São Paulo, 1994.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: **ABNT NBR 7480 – Barras e Fios de Aço Destinados a Armadura para Concreto**, Rio de Janeiro, 2007.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: **ABNT NBR 7211 – Agregados para Concreto**, Rio de Janeiro, 2009.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: **ABNT NBR 6118 – Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento**, Rio de Janeiro, 2014.

Abreu, José Vanderlei de: **Estudo do Concreto de Alta Resistência Compactado com Rolo para Pavimentação**. Dissertação de Mestrado, EPUSP, São Paulo, 2002.

ACI – American Concrete Institute: **Guide for Measuring Mixing, Transporting and Placing Concrete. In ACI - Manual of Concrete Practice – ACI 304-R**, Detroit, USA, 1987.

ACI – American Concrete Institute: **ACI - Manual of Concrete inspection – SP 2**, Detroit, USA, 8ª Edition, 1988.

ACI – American Concrete Institute: **Recommendations for Designing Prestressed Concrete Pavements. ACI 325.7R**, Detroit, USA, 1988.

ACI – American Concrete Institute: **ACI Compilation nº 9 – Concrete Floor Flatness and Levelness**, Detroit, USA, 1989.

ACI – American Concrete Institute: **Standart Tolerances for Concrete Construction and Materials – ACI 117-90**, Detroit, USA, 1990.

ACI – American Concrete Institute: **Guide for Concrete Floor and Slab Construction – ACI 302.1R**, Detroit, USA, 1996.

ACI – American Concrete Institute: **Hot Weather Concreting. Manual of Concreting Practice**, Detroit, USA, 1999.

ACI – American Concrete Institute: American Concrete Institute: **Guide for Concrete Floor and Slab Construction – ACI 302.1R**, USA, 2004.

Andriolo, Francisco Rodrigues: **Contribuições para o Conhecimento e Desenvolvimento do Concreto Rolado**, Barber Greene, São Paulo, 1989.

ASTM E 1155M: **Standard method of determining FF Floors Flatness and FL Floor Levelness Numbers (Metric)**, ASTM, 1996.

Balaguru, P: **Contribution of Fibers to Crack Reduction of Cement Composites During the Initial and Final Setting Period**, Journal of Materials, ACI – American Concrete Institute, May – June, 1994.

Balbo, José Tadeu: **Estudos das Propriedades Mecânicas das Misturas de Brita e Cimento e sua Aplicação aos Pavimentos Semirrígidos**, USP, São Paulo, 1993.

Beckett, Derrick: **Comparative Tests on Plain, Fabric, Reinforced & Steel Fiber Reinforced Ground Slab**, Concrete Magazine, march, Vol. 24 nº 3, 1990.

Bowles, Joseph E: **Foundation Analysis and Design, 5ª Edition**, ed Mc Grow-Hill, USA, 1996.

Bradbury, Royall D: **Reinforced Concrete Pavements**, WRI – Wire Reinforcement Institute, Washington, USA, 1938.

Bucher, Hans Roman Edmundo e Rodrigues, Penna firme: **Correlações entre as Resistências Mecânicas de Concreto**, IBRACON in Seminário sobre Controle da Resistência do Concreto, São Paulo, 1983.

Burrows, Richard W: **The Visible and Invisible Cracking of Concrete**, ACI – American Concrete Institute Monograph nº 11, 1998.

Carvalho, Marcos Dutra de e Pitta, Márcio Rocha: **Pisos Industriais de Concreto. Parte I: Dimensionamento de Pavimentos de Concreto Simples**, ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland, ET 52, São Paulo, 1989.

Carvalho, Marcos Dutra de, Pitta, Márcio Rocha: **Pisos Industriais de Concreto. Parte II: Cálculo de Barras de Transferência, Barra de Ligação e Armadura Distribuída Descontínua, Parte III: Projeto de Juntas**, ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland, ET 79, São Paulo, 1986.

Childs, L. D. e Kapernick, J.W. Colley, B. E.: **Tests to Evaluate Concrete Pavement Subbases**. Journal of the Division, ASCE, Vol. 83, New York, USA, 1957.

Concrete Construction Magazine, **Precast Leave-in-place Screed Rails for Floors Construction**. Concrete Construction Publications, INC, Addison, III, page 483, 1984.



Concrete Society Technical Report: **TR – 34 Concrete Industrial Ground Floors – A Guide to their Design and Construction**. The Concrete Society, UK, 1994.

Concrete Society: **TR 34 – Concrete Industrial Ground Floors – A Guide to their Design and Construction**, The Concrete Society, 4^a Ed., UK, 2013.

Deacon, R. Colin, **Concrete Ground Floors: their Design, Construction and Finish**. Cement and Concrete Association, UK, 1982.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem: **Pavimentação: Base Estabilizada Granulometricamente**, Rio de Janeiro, 1997.

Eres Consultants: **Load Transfer Design and Benefits for Portland Cement Concrete Pavement**, Report Number 96 – 128 – E1, American Concrete Pavement Association, 1996.

Farny, James A.: **Concrete Floors on Ground**, PCA – Portland Cement Association, Skokie, 2001.

Frohnsdorff, Geoffrey: **Blended Cements**, STP 987, ASTM – American Standard Test of Materials, Philadelphia, USA, 1984.

Harrison, P. J.: **For the Ideal Slab on Ground Mixture**, Concrete International page 49 to 55, 2004.

Holt, Erika E.: **Where did These Cracks Come From?** Concrete International, page 57 to 60, 2000.

Huang, Y. H.: **Pavement Analysis and Design**, Ed. Prentice Hall 2^a Ed., New Jersey, USA, 2004.

Kaplan, M. F.: **Strains and Stresses of Concrete at Initiation of Cracking and Near Failure**, ACI – American Concrete Institute, Proc. 60, Detroit, USA, 1963.

Liu, T. C.: **Abrasion Resistance**, In Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete Materials, ASTM – American Standard Test of Materials, STP 169, 1994.

Lösberg, Anders: **Design Methods for Structurally Reinforced Concrete Pavements**, Chalmers Tekniska Högskolas Handlingar, Gothenburg, 1961.

Lösberg, Anders: **Pavement and Slab on Grade With Structurally Active Reinforcement**. ACI – American Concrete Institute Journal, December, 1978.

Malisch, Ward R.: **Water-Cement Ratio, Water Reducer, and Finishability**, Addison, Ill, Concrete Construction Magazine, April, 1992.

Medina, Jacques de: **Mecânica dos Pavimentos**, Editora UFRJ, Rio de Janeiro, 1997.

Metzger, Steven N.: **The Concept of Industrial Joint Sealants**, Concrete Construction, 1978.

Meyerhof, G. G.: **Load-Carrying of Concrete Pavements**, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, June, 1962.

Neville, Adam: **Properties of Concrete: Fourth and Final Edition**. Pearson Education Limited. UK, 1996.

Packard, Robert: **Slab Thickness design for Industrial Concrete Floors on Grade**, PCA – Portland Cement Association, Concrete Information, Skokie, USA, 1976.

Padron, Isabel and Zollo, Ronald, F.: **Effect of Synthetic Fibers on Volume Stability and Cracking of Portland Cement Concrete and Mortar**, Journal of Materials, ACI – American Concrete Institute, July – August, 1990.

PCA – Portland Cement Association: **Concrete Technology Today: Long-strip Construction Preferred for Slabs on Ground**, PCA - Portland Cement Association, Skokie, June 1981.

PCA – Portland Cement Association: **Concrete Floor on Ground**, 4th Edition Skokie, 2008.

PCA – Portland Cement Association: **Design and Control of Concrete Mixtures**, Ed. 14^a, Skokie, 2002.

Pickett, Gerard e Ray Gordon K.: **Influence Charts for Concrete Pavements**, In ASCE Proceedings, 1950.

Pinto, Carlos de Souza: **Curso Básico de Mecânica dos Solos**, Oficina de Textos, 2^a Edição, São Paulo, 2002.

Pitta, Márcio Rocha. E Carvalho, Marcos Dutra e Rodrigues, Públio Penna Firme: **Materiais para Pavimento de Concreto Simples**, ABCP ET 47, São Paulo, 1981.

Pitta, Márcio Rocha: **Projeto de Sub-bases para Pavimentos de Concreto**, ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland, ET 29, São Paulo, 1987.

Pitta, Márcio Rocha: **Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários e Urbanos de Concreto pelo Método da PCA/84**, ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland 2^a Edição, São Paulo, 1996.

Pitta, Márcio Rocha: **Projeto de Sub-base para Pavimentos de Concreto – ET 29, ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland**, 1998.

Ringo, Boyd C. e Anderson, Robert B.: **Designing Floors Slabs or Grade**, The Aberdeen Group, Ill, 1992.

Ringo, Boyd C: **Effect of Design Variables on Floor Thickness Requirement**, Addison Ill, Concrete Construction Magazine, 1992.

Rodrigues, Públio Penna Firme: **Controle de Qualidade na Indústria de Pré-fabricados**, Dissertação apresentada na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia, EPUSP, São Paulo, 1989.

Rodrigues, Públio Penna Firme: **O Cimento e o Concreto Aparente**. II Congresso Brasileiro de Cimento, São Paulo, 1990.

Rodrigues, Públio Penna Firme: **Parâmetro de Dosagem dos Concretos**, ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland, São Paulo, 1995.

Rodrigues, Públio Penna Firme: **Critérios de Projetos**, Revista Pisos Industriais, São Paulo, 2003.



Rodrigues, Públio Penna Firme: **Pavimentos Estruturalmente Armados para Aeroportos**, International Conference Airport, ABPv, Rio de Janeiro, 2003.

Rodrigues, Públio Penna Firme: **Manual de Piso Industriais – Fibras de Aço e Protendido**, Editora Pini, São Paulo, 2010.

Rodrigues, Públio Penna Firme: **Pisos Industriais de Concreto Armado**, Manual IBTS – Instituto Brasileiro de Telas Soldadas, São Paulo, 2004.

Rodrigues, Públio Penna Forte e Ligório, Paulo Eugênio de Castro: **Argamassa de Alta Resistência Mecânica para Revestimento de Pisos: Necessidade de Normalização**, In Anais do IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, 1985.

Rodrigues, Públio Penna Firme e Cassaro, Caio F.: **Pisos Industriais de Concreto Armado**, IBTS – Instituto Brasileiro de Telas Soldadas, São Paulo, 1998.

Rodrigues, Públio Penna Firme e Montardo, Julio Portella: **Contribuição das Fibras de Polipropileno na Redução das Fissuras em Idades Iniciais do Concreto**, Congresso do IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, 2001.

Rodrigues, Públio Penna Firme e Pitta, Márcio Rocha: **Pavimento de Concreto Estruturalmente Armado**, Revista do IBRACON nº 19, São Paulo, 1997.

Rodrigues, Públio Penna Firme e Gasparetto, Wagner Edson: **Juntas em Pisos Industriais**, São Paulo, 2009.

Rodrigues, Públio Penna Firme; Silvia Maria Botacini; Gasparetto, Wagner E.: **Manual Gerdau de Pisos Industriais**. Ed. Pini, SP, 2006.

Santos, Lauro Modesto: **Cálculo de Concreto Armado**, Ed. LMS, São Paulo, 1983.

Scanduzzi, Luércio & Andriolo, Francisco Rodrigues: **Concreto e seus Materiais – Propriedades e Ensaios**, Ed. Pini Ltda, São Paulo, 1986.

Schnaid, Fernando: **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundação**, Ed. Oficina de Texto, São Paulo, 2000.

Silveira, Araken: **Nota de Aula**, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1982.

Smith, F. L.: **Effects of Various Surface Treatment using Magnesium and Zinc Fluorosilicate Crystal on Abrasion Resistance of Concrete Surface**, Concrete Laboratory Report C-819, Bureau of Reclamation, 1956.

Soroka, I.: **Portland Cement Past & Concrete**, The Palgrave MacMillian, London, 1979.

Souza, Murillo Lopes de Tomaz, Carlos Alberto: **Considerações sobre o Coeficiente de Recalque (k) e Normas para sua Determinação**, ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland, São Paulo, 1976.

Suprenant, Bruce A. e Mallisch, Word R.: **Diagnosing Slab Delamination, Part I, II and III**, Concrete Construction, 1998.

Takeya, T: **Ensaios de flexão de corpos de prova prismáticos armados com tela soldada**

e com fibras plásticas e metálicas para determinação da tenacidade. Relatório Técnico, Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos, 2010.

Takeya, T: **Ensaio de flexão de corpos de prova prismáticos armados com tela soldada e com fibras plásticas e metálicas para determinação da tenacidade. Parte 2.** Relatório Técnico, Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos, 2011.

Trichês, Glicério: **Reunião Anual de Pavimentação**, ABPv, 1994.

Vargas, Milton: **Introdução à Mecânica dos Solos**, EDUSP & McGraw Hill do Brasil, São Paulo, 1987.

Walker, Wayne W. e Holland, Jary: **Plate Dowels for Slab on Ground**, Concrete International, Vol. 20, nº 7, pag. 32 – 39, 1998.

Westergaard, H. M.: **Theory of Concrete Pavement Design**, In Proceedings Highway Research Board, Usa, 1927.

Wang, Kejin; Surendra P. S. e Phuaksuk, P.: **Plastic Shrinkage Cracking in Concrete Materials – Influence of Fly-ash and Fibers.** Journal of Materials, November-December ACI, 2001.

WRI – Wire Reinforcement Institute: **Innovative Ways to Reinforce Slabs-on-grade**, Tech Factes TF 705, 1996.

WRI – Wire Reinforcement Institute: **Jointed Concrete Pavements Reinforced With Welded Wire Fabric**, McLean, Virginia, USA, 1975.

Yeager, J. C.: **Guide to Finishing and related Problems**, Concrete Construction Publications, Addison, III, 1986.

Yoder, E. J. e Witezak, M. W.: **Principles of Pavement Design**, 2 Ed. John Wiley, New York, 1975.

Ytterberg, Robert F.: **Shrinkage and Curling of Slabs on Grade – 3 Parts**, Concrete International, April, May and June, 1987.

Públio Penna Firme Rodrigues
Breno Macedo Faria
João Batista Rodrigues da Silva

Pavimentos Industriais de Concreto Armado

São Paulo, 2015

