



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS - UNICAMP

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

CONSIDERAÇÕES SOBRE O PROJETO E EXECUÇÃO
DE PAVIMENTOS DE CONCRETO EM EDIFICAÇÕES

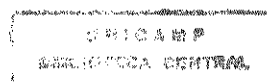
Mestrando: Eng. Civil Eudir Alves Affonso
Orientador: Prof. Dr. Mauro Augusto Demarzo

*Dissertação apresentada à
Faculdade de Engenharia Civil da
Universidade Estadual de Campinas
como parte dos requisitos para a
obtenção do título de
Mestre em Engenharia Civil
-Área de Concentração Estruturas-*

CAMPINAS 1997

9816354
Af28C

34708/BC



UNIDADE	BC
N.º CHAMADA:	T/Unicamp
	af28c
V. En.	
TE. MUO BC/	34708
PREC.	395/98
C	☐
D	☒
PREC.	R\$ 11,00
DATA	11/08/98
N.º CPD	

CM-00114965-0

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

Affonso, Eudir Alves
Af28c Considerações sobre o projeto e execução de pavimentos
de concreto em edificações / Eudir Alves Affonso.--
Campinas, SP: [s.n.], 1997.

Orientador: Mauro Augusto Demarzo.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Pavimentos de concreto. 2. Pisos de concreto. 3.
Lajes. I. Demarzo, Mauro Augusto. II. Universidade
Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil.
III. Título.

Folha de Aprovação

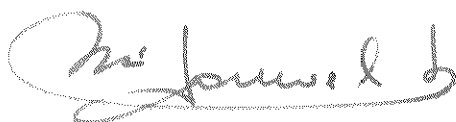
“Considerações sobre o Projeto e Execução de Pavimentos de Concreto em Edificações”

Engº Eudir Alves Affonso

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 28 de fevereiro de 1997, pela Banca Examinadora constituída pelos professores:



Prof. Dr. Mauro Augusto Demarzo
Orientador-Unicamp



Prof. Dr. José Samuel Giongo
Titular-EESC-USP



Prof. Dr. Vitor Antonio Ducatti
Titular-Unicamp

Atesto que esta é a versão definitiva da dissertação.	
Prof. Dr. 	05/06/98
Matrícula: 4318-4	

AGRADECIMENTOS

Externo os meus agradecimentos ao Prof. Mauro Augusto Demarzo, por seu apoio e orientação .

Ao Prof. Dr. Newton Oliveira Pinto Jr., Prof. Dr. Vítor Antônio Ducatti e ao meu caro colega Prof.Dr. José Samuel Giongo da USP-São Carlos , que cordialmente aceitaram participar de minha banca.

Dedico este trabalho à minha esposa Marisa, às minhas filhas Claudia e Laura, ao meu filho Luis Henrique, e aos meu pais.

Faço menção especial aos professores e colegas de Universidade e de trabalho que acompanharam a minha longa e demorada trajetória, e à todos os que, de uma maneira ou de outra me ajudaram à alcançar esta meta.

Eudir Alves Affonso

SUMÁRIO

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO E OBJETIVOS.

1.1 - Introdução.....	1
1.2 - Objetivos.....	2

CAPÍTULO II -REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.

2.1- Procedimentos de inspeção do concreto.....	3
2.2- Projeto de pavimentos industriais.....	3
2.2.1- Cálculo de barras de transferência e barras de ligação.....	4
2.2.1.1-Introdução.....	4
2.2.1.2- Barras de transferência.....	4
2.2.1.3 Barras de ligação.....	10
2.2.2 - Projeto de juntas.....	12
2.2.2.1- Considerações gerais.....	12
2.2.2.2- Dimensões superficiais das placas.....	13
2.3 - O CapítuloIII-Conceitos Teóricos.....	15
2.4-Os capítulos V,VI e VII-Normas.....	15
2.5-Observações.....	15

CAPITULO III-CONCEITOS TEÓRICOS

3.1- Introdução.....	16
3.2- Mecânica do fissuramento progressivo em pavimentos de concreto.....	17
3.2.1- Análise da ação de uma viga sobre base elástica uniforme carregada na seção média.....	18
3.2.1.1- Dedução das equações para a viga em sub-leito uniforme.....	19
3.2.2-Interpretação das escalas da figura 3.1, 3.2 e3.3.....	22
3.2.3- Discussão da fratura dos cantos.....	29
3.2.4- Fórmulas desenvolvidas para cálculo de tensões devido a deformação do sub-leito.....	36
3.2.5- Conclusões.....	40
3.2.6- Estudo das vigas sobre base elástica com carregamento uniformemente distribuído.	40

CAPÍTULO IV - PATOLOGIA DOS PAVIMENTOS.

4.1- Introdução.....	49
4.2- Defeitos mais comuns nas pavimentos.....	49
4.3- Problemas relativos ao Sub-leito.....	50
4.3.1- Compressibilidade excessiva do sub-leito.....	51
4.3.2- Compactação.....	51
4.3.3- Solapamento do solo de base.....	51
4.4- Problemas relativos à fôrma.....	51
4.4.1- Compactação da fôrma.....	51
4.4.2- Deficiência de drenagem da fôrma.....	51
4.5- Problemas relativos ao corpo do pavimento.....	52
4.5.1- Fissuras estruturais.....	52
4.5.1.1- Ruptura por falha do sub-leito.....	52
4.5.1.2- Ruptura por excesso de carga.....	52
4.5.2- Fissuras devido à retração.....	52
4.5.2.1- Fissuras por retração diferencial.....	53
4.5.2.2- Fissuras por retração devido ao atrito com a fôrma.....	54
4.5.3- Fissuras de origem térmica.....	54
4.5.4- Esborcinamentos ou lascamentos.....	55
4.6- Defeitos de superfície.....	55
4.6.1- Planidade.....	55
4.6.2-Integridade superficial.....	57
4.6.2.1-Introdução.....	57
4.6.2.2- Desgaste superficial por abrasão.....	57
4.6.2.2.1- Qualidade do concreto.....	58
4.6.2.2.2- Acabamento superficial.....	58
4.6.2.2.3- A cura.....	59
4.6.2.2.4- Tratamentos superficiais	59

CAPÍTULO V - NORMAS DE CONCEPÇÃO

5.1.Introdução.....	60
5.1.1. - Objetivo.....	62
5.1.2- Acabamentos e Revestimentos.....	62
5.1.2.1- Acabamentos.....	62
5.1.2.2- Revestimentos.....	63
5.1.3- Dados de base.....	63
5.2- Reconhecimento dos solos.....	64
5.2.1- Configuração e natureza dos solos.....	64

5.2.1.1- A investigação preliminar.....	64
5.2.1.2- O reconhecimento geotécnico.....	65
5.2.2- Natureza dos ensaios em função do tipo de pavimento utilizado.....	65
5.2.2.1- Pavimentos utilizados em habitações.....	65
5.2.2.2- Pavimentos para uso industrial.....	66
5.2.2.2a- Caso onde as camadas compressíveis suportam a influência das ações sobre o pavimento.....	66
5.2.2.2b- Caso onde não existem camadas compressíveis.....	67
5.2.3- Regime de águas.....	67
5.2.3.1- Águas superficiais.....	67
5.2.3.2- Águas telúricas.....	67
5.2.3.3- Terrenos inundáveis.....	68
5.2.4- Homogeneidade do solo.....	68
5.2.5- Vegetação.....	69
5.3- Pavimentos usados em habitações.....	69
5.3.1- Drenagem.....	69
5.3.2- Fôrma ou sub-base.....	71
5.4- Pavimentos industriais.....	71
5.4.1- Escolha do tipo de pavimento.....	71
5.4.2- Drenagem.....	71
5.4.3- Fôrma ou sub-base.....	72
5.4.4- Corpo do pavimento.....	72
5.4.5- Juntas.....	72
5.4.5.1- Junta de retração.....	72
5.4.5.2- Junta de dilatação (ou contração).....	72
5.4.5.3- Junta de isolamento.....	73
5.4.5.4- Junta de construção.....	73
5.4.5.5- Alternância de juntas.....	73
5.5- Pavimentos com um papel estrutural particular.....	74
5.6- Canalizações.....	75
5.7- Pavimentos com câmaras frigoríficas.....	75
5.7.1- Generalidades.....	75
5.7.2- Isolamento térmico.....	77
5.7.3- Retração.....	78
5.7.4- Soleiras de portas.....	79
5.7.5- Lavagem com água.....	80
5.7.6- Resfriamento e descida de temperatura.....	80
5.8- Pavimentos aquecidos.....	81
5.9- Manutenção.....	81

CAPÍTULO VI-NORMAS DE EXECUÇÃO

6.1- Generalidades.....	82
6.1.1- Objetivo e domínio da aplicação.....	82
6.1.2- Classificação.....	82
6.1.2.1- Pavimento para uso em habitações.....	83
6.1.2.2- Pavimentos para uso industrial.....	83
6.1.2.2a- Pavimetos destinados à estocagem e circulação leves.....	83
6.1.2.2b- Pavimentos para uso industrial corrente.....	84
6.1.2.2c- Pavimentos para uso industrial pesado.....	84
6.1.2.3- Pavimentos com áreas de função estrutural comuns ao edifício.....	84
6.1.2.4- Obras pesadas especiais.....	84
6.1.3- Composição do pavimento.....	84
6.1.3.1- Forma (sub-base ou fundação).....	84
6.1.3.2- Corpo do pavimento.....	85
6.1.3.3- Acabamento e revestimento.....	85
6.1.3.4- Juntas.....	87
6.1.4- Coeficiente de segurança dos pavimentos não armados.....	87
6.1.5- Materiais.....	87
6.2- Pavimentos para habitações.....	88
6.2.1- Drenagem.....	88
6.2.2- Fôrma.....	89
6.2.2.1- Constituição.....	89
6.2.2.2- Construção.....	89
6.2.3- Corpo do pavimento.....	91
6.2.3.1- Generalidades.....	91
6.2.3.1a- Corpo do pavimento independente das paredes periféricas.....	91
6.2.3.1b- O Corpo do pavimento suporta as paredes periféricas.....	91
6.2.3.2- Constituição.....	93
6.2.3.3- Construção.....	93
6.2.3.3a- Concretagem.....	93
6.2.3.3b- Armaduras.....	94
6.2.3.3c- Camada de isolamento térmico.....	94
6.2.4- Acabamentos e revestimentos.....	94
6.2.4.1- Acabamentos.....	94
6.2.4.2- Revestimentos.....	95
6.2.5- Subdivisão dos pavimentos.....	95
6.3- Pavimentos industriais.....	95
6.3.1- Constituição.....	95
6.3.1a- Generalidades.....	95

6.3.1b- Tratamento no subsolo no local.....	96
6.3.1c- Material constituinte da fôrma.....	97
6.3.1.2- Construção da fôrma.....	98
6.3.1.3- Acabamento da fôrma.....	99
6.3.2-Corpo do pavimento.....	100
6.3.2.1- Características do concreto.....	100
6.3.2.2- Construção de pavimentos de grande largura.....	101
6.3.2.3- Armaduras.....	102
6.3.2.4- Concretos reforçados por fibras (BRF).....	102
6.3.3- Juntas.....	103
6.3.3.1- Juntas de retração.....	103
6.3.3.2- Juntas de dilatação.....	104
6.3.3.3- Juntas de isolamento.....	104
6.3.3.4- Juntas de construção.....	104
6.3.3.5- Caso particular.....	105
6.3.4 - Tolerâncias.....	105

CAPÍTULO VII-NORMAS DE CÁLCULO

7.1- Generalidades.....	108
7.1.1- Domínio da aplicação.....	108
7.1.2- Dados de base.....	108
7.1.3- Ações e solicitações.....	108
7.1.3.1- Solicitações de cálculo pelo Estado Limite Último (ELU).....	109
7.1.3.2- Solicitações de cálculo pelo Estado Limite em Serviço (ELS).....	109
7.1.4- Coeficiente de majoração devido ao tráfego.....	110
7.1.5- Coeficiente de majoração dinâmica.....	110
7.2- Cálculo dos pavimentos armados.....	110
7.2.1-Definição.....	110
7.2.2- Dimensionamento	111
7.2.3- Deformações.....	112
7.3- Cálculo dos pavimentos rígidos (não armados).....	112
7.3.1- Definição.....	112
7.3.2- Verificação do pavimento sob efeito de uma carga concentrada.....	113
7.3.3- Verificação de um pavimento sob efeito de uma carga uniformemente distribuída em uma faixa de comprimento infinito.....	116
7.3.3.1- Generalidades.....	116
7.3.3.2- Caso dos solos onde a resistência em profundidade é pelo menos igual à resistência na superfície.....	117
7.3.3.3- Caso de um solo onde a resistência varia com a profundidade.....	120
7.3.3.4- Outros métodos de cálculo.....	120

7.3.3.5- Casos dos solos de camadas múltiplas.....	121
7.3.4- Avaliação dos recalques diferenciais.....	122
7.3.4.1- Caso de um solo homogêneo submetido à carregamento em faixas.....	122
7.3.4.2- Caso de um solo submetido às cargas pesadas.....	122
7.3.5- Efeito da retração.....	122
7.3.6- Condições de não punctionamento.....	123
7.4- Concreto com fibras.....	123
 CAPÍTULO VIII -ANÁLISE E PROPOSIÇÃO DE NOVAS ESPECIFICAÇÕES	
8.1- Introdução.....	124
8.2- Especificações existentes para os pavimentos de edificações descobertos.....	124
8.2.1- Descrição de especificações existentes para quadras de esportes descobertas,com pavimentos de concreto simples.....	125
8.2.2- Descrição de especificações existentes para quadras de esportes descobertas, com pavimentos de concreto armado.....	127
8.3- Análise das especificações convencionais.....	128
8.3.1-Generalidades.....	128
8.3.2- Análise geral das especificações existentes.....	128
8.3.3- Conclusões.....	132
8.4- Proposição de novas especificações.....	132
 C APÍTULO IX - CONCLUSÕES FINAIS	
9.1-Resumo das ações atuantes nos pavimentos.....	137
9.2- Fatores que influem no bom desempenho dos pavimentos de concreto em edificações.....	138
9.3- Considerações finais.....	139
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	141
BIBLIOGRAFIA.....	142

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1-Estágios de transferência de carga numa junta de retração.....	5
figura 2.2-Estado de tensão numa barra de transferência.....	7
Figura 2.3-seção transversal típica para o pavimento, para o cálculo de barras de transferência espaçados de 40 cm.....	9
Figura 2.4-Colocação típica das barras de ligação e transferência em um pavimento de concreto	11
Figura 3.1-Diagramas de momentos e tensões em vigas de comprimentos diferentes, apoiadas em sub-leito elástico uniforme, carregadas na seção média.....	22
Figura 3.2-Relações entre as dimensões e a resistência de vigas sobre sub-leito elástico uniforme.	26
Figura 3.3-Diagramas de momentos e tensões ao longo da borda de uma placa apoiada em sub- leito elástico uniforme, com carga concentrada na borda	28
Figura 3.4-Máximas tensões de flexão devido a mudanças de temperatura e recalques do sub- leito.....	34
Figura 3.5-Viga infinita sob a ação uma de carga concentrada P.....	42
Figura 3.6-Viga infinita sob ação de carga uniformemente distribuída.....	45
Figura 4.1-Esquemas típicos de fissuração dos pavimentos.....	54
Figura 4.2-Relação entre planidade e desaprumo.....	56
Figura 5.1-Definições.....	61
Figura 5.2-Presença de pontos de reação localizada (matacões rochosos).....	68
Figura 5.3-Solos de natureza diferente.....	69
Figura 5.4-Conjunto de drenagem.....	70
Figura 5.5-Nível dos drenos impostos pela profundidade da camada impermeável.....	70
Figura 5.6-Diferentes tipos de juntas.....	73
Figura 5.7-Alternância da concretagem.....	74
Figura 5.8-Câmara submetida à temperatura negativa.....	77
Figura 5.9-Soleira do acesso à camara fria.....	80
Figura 6.1-Encontro de um dreno ramal com um dreno primário.....	89
Figura 6.2-Pavimento com camada isolante.....	90
Figura 6.3-Corpo de laje independente.....	91
Figura 6.4-O corpo do pavimento suporta as paredes.....	92
Figura 6.5-Exemplo de armaduras de pavimentos qua suportam as paredes internas e de fachada.	93
Figura 6.6-Juntas de retração.....	104
Figura 6.7-Juntas de construção.....	105
Figura 7.1-Valores de α segundo o tipo de junta.....	115
Figura 7.2-Valores de α segundo a implantação das juntas.....	115
Figura 7.3-Relação entre o módulo k e o índice CBR.....	116
Figura 8.1-Planta do pavimento.....	125
Figura 8.2-Seção típica do pavimento de concreto simples.....	126

Figura 8.3-Seção típica do pavimento em concreto armado.....	127
Figura 8.4-Proposta para execução de pavimento de concreto simples descoberto para prática de esportes.....	136

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1-Defeitos dos pavimentos.....	50
Tabela 4.2-Cronograma de secagem dos pavimentos.....	53
Tabela 5.1-Classificação dos isolantes.....	78
Tabela 6.1- Tolerâncias de planidade dos pavimentos para diversos padrões de acabamento.....	106
Tabela 7.1-Tensões máximas em mPa sob carga distribuída aleatória de 10kn/m2(1tf/m2).....	119
Tabela 8.1-Recalques em centímetros.....	129
Tabela 8.2-Cálculo das aberturas das juntas.....	130

RESUMO

Este trabalho trata dos pavimentos de concreto apoiados sobre o solo, de utilização corrente em obras de edificações, contém a análise estrutural, técnicas de projeto e processos de execução.

ABSTRACT

This text deals with the behavior of concrete floors built on the ground, usually employed in general building constructions and contents the structural analysis, the design process and construction methods

I

INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

1.1- Introdução

O estudo de pavimentos de concreto utilizado em obras de edificações correntes no Brasil tem merecido pouca atenção por parte dos especialistas nacionais. Existe farta bibliografia sobre os pavimentos rodoviários e de aeroportos, mas no caso de edificações a bibliografia aqui produzida sobre o assunto é quase inexistente. A nível internacional é possível encontrar autores que pesquisem o tema.

Pode-se observar que construções que obedeceram aos métodos tradicionais de execução que constam de antigas especificações têm apresentado uma classe de defeitos que aparecem tanto logo após o término da obra quanto durante a sua vida útil. Esses defeitos chegam a comprometer a sua utilização normal.

Pode-se obter um leque de anotações sobre tais defeitos, de maneira a nos motivar a procurar soluções que evitem o surgimento de tais problemas.

Assim sendo, para que este trabalho pudesse ser escrito foi estabelecida uma metodologia de pesquisa bibliográfica à nível internacional, que aliada à observação dos fatos em campo pudesse contribuir de alguma forma para elucidar o assunto, tanto sob a ótica de concepção e projeto, como a de execução.

Considerações nesse sentido foram feitas, buscando soluções existentes para tais ocorrências, e preenchendo um vazio deixado pela inexistência de normas técnicas brasileiras específicas.

A dificuldade encontrada nessa pesquisa, devido ao pouco material impresso, nos motivou a fazer este trabalho. Cabe lembrar ainda que optamos por utilizar o nome pavimento de edificações em português e não piso, para distingui-lo e não confundir com revestimento de pisos.

Pode-se observar que existem diferenças notáveis entre os pavimentos de edificações e os rodoviários tanto no tocante aos modos, intensidades e características do carregamento como às condições ambientes, finalidade e desempenho necessário, e também ao equipamento que é normalmente utilizado na execução das obras.

1.2- Objetivos

Os objetivos deste trabalho, portanto, visam à formulação de novos métodos construtivos de pavimentos rígidos para edificações que, utilizando o ferramental atualmente disponível, e de maneira diferenciada dos tradicionais, apresentem melhor desempenho, tendo em vista principalmente aos estados limites de utilização.

Estes novos métodos visam oferecer ao usuário final um produto durável, bem acabado, estruturalmente estável, de execução rápida, baixo custo, com materiais de fácil obtenção e utilização de equipamento disponível à grande maioria das empresas de construção que atuam hoje no Brasil.

II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1- Procedimentos de Inspeção do Concreto

Iniciamos a nossa pesquisa pelo trabalho **"Concrete Inspection Procedures"**(ref 3-1977). O capítulo 6 trata da **Construção de Pavimentos Industriais de Concreto**.

Este trabalho descreve os procedimentos a serem adotados em todas as etapas da construção de um pavimento industrial típico. São feitas descrições sobre os cuidados a serem tomados na fase de preparação do terreno, colocação de juntas, dosagem, adensamento e lançamento do concreto, e das operações de acabamento e cura.

Este assunto será extensamente discutido no capítulo 5, a supressão de sua transcrição evitará repetições desnecessárias e cansativas.

2.2- Projeto de pavimentos industriais

A seguir continuamos a nossa pesquisa através do trabalho **"Pisos Industriais de Concreto-** ref.4- parte I (1982) e ref.7- partes II e III (1984).

A parte I do referido trabalho trata do dimensionamento de pavimentos de concreto simples onde são expostas técnicas globais de projeto de pisos industriais de concreto simples, sem armadura estrutural, e discorre sobre o cálculo das espessuras necessárias do pavimento.

São analisados dois tipos de carregamento: dinâmico, quando composto por veículos de linha(caminhões) e veículos especiais (por exemplo, empilhadeiras), e estático, que compreende as cargas derivadas da estocagem(matérias -primas ou produtos acabados).

A parte II do referido trabalho trata do cálculo de barras de transferência, barras de ligação e armadura distribuída descontínua.

Finalmente a parte III trata do projeto de juntas.

Os capítulos referentes ao cálculo de barras de transferência, barras de ligação e considerações sobre as dimensões de placas, foram selecionados para serem transcritos no presente trabalho, os demais tópicos serão amplamente tratados no capítulo 5

2.2.1 - Cálculo de Barras de Transferência e Barras de Ligação (Transcrição parcial da PARTE II da ref.7)

2.2.1.1 - Introdução

Em determinadas situações de projeto, pode ser mandatária a necessidade de adoção nos pavimentos de concreto de certos tipos de armadura - embora sem a função clássica de resistir aos esforços de tração gerados pela flexão da placa. Quando aplicadas nas juntas do pavimento, são as barras de transferência e de ligação; sob a forma de armadura distribuída descontínua, cobrem praticamente toda a placa de concreto. Vai-se aqui descrevê-las minuciosamente, quanto às funções específicas de cada uma, as situações que as requerem, o cálculo das seções de aço, os detalhes de projeto e de colocação e recomendações particulares para que se consiga o seu melhor comportamento; há ademais, abundante exemplificação numérica.

2.2.1.2- Barras de Transferência

Nos pavimentos de concreto dotados de juntas, um dos problemas que se deve resolver no projeto é o da transferência de carga entre elas. Em uma junta qualquer, a situação ideal é aquela em que a deformação da placa que recebe a carga é a mesma que a do lado descarregado da junta. Isto conseguido, a transferência de carga entre as placas contíguas separadas pela junta terá sido de 50%: o lado descarregado estará absorvendo a metade da carga aplicada, naquele momento, na placa solicitada; no caso em que os deslocamentos sejam diferentes (sendo maior o deslocamento da placa carregada, obviamente), a transferência de carga através da junta será

pequena, tanto menor quanto menor for o deslocamento do lado descarregado. Veja-se a figura 2.1 para a ilustração do fato em (a) tem-se a situação limite ideal; (b) mostra um caso fictício intermediário e (c) é o outro caso limite; nestes dois últimos, a repetição do carregamento pode provocar a falha da junta, pela formação de um *degrau*, o qual virá indubitavelmente a quebrar-se e criará um defeito estrutural no pavimento, reduzindo a sua funcionalidade e exigindo pesada e cara reparação.

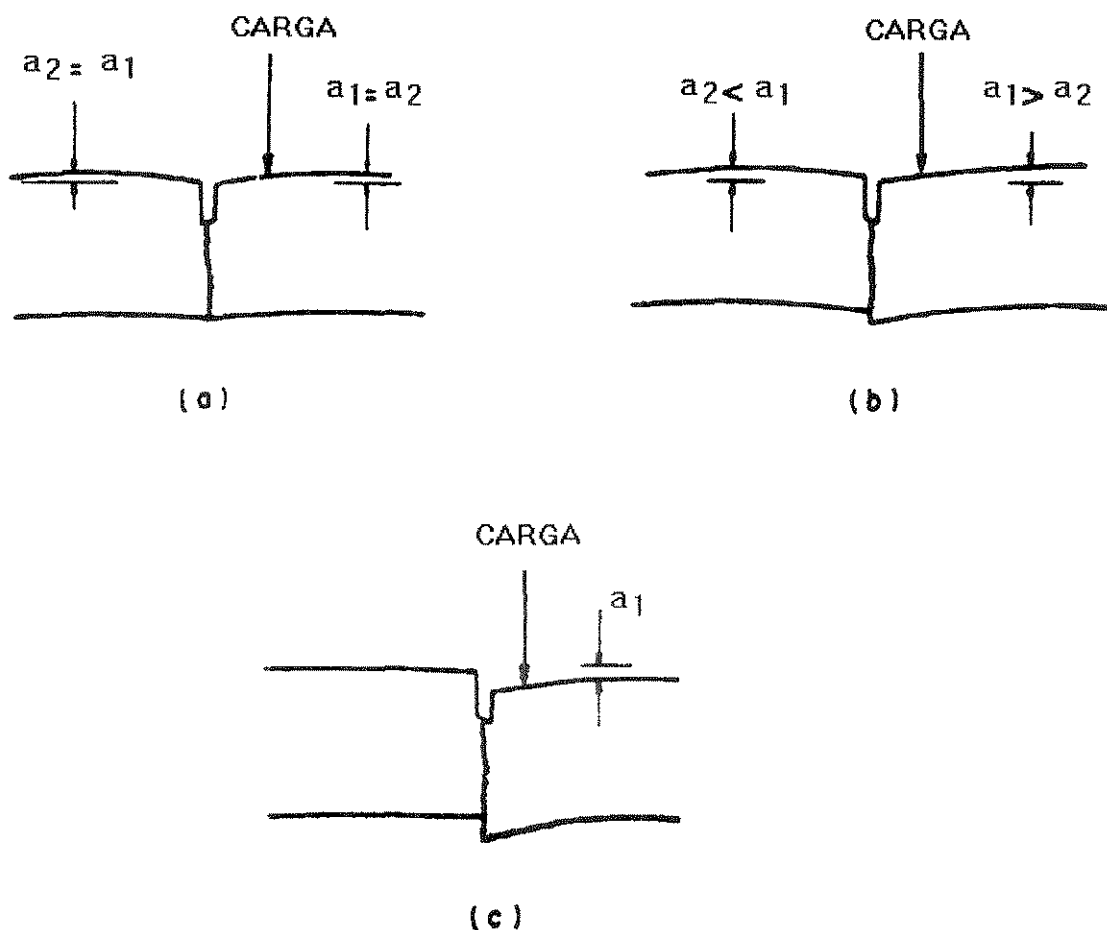


Fig-2.1-Estágios de transferência de carga numa junta de retração:

(a) situação ideal , $a_1=a_2$, (b) situação intermediária , $a_1>a_2$

(c) situação limite desfavorável , $a_2=0$

(segundo ref.7)

O grau de transferência de carga de uma junta é dado pelo conceito de *eficiência*. Eficiência da junta E_j é o número que avalia a capacidade de uma placa de concreto de transmitir carga à placa adjacente. Calcula-se pela expressão:

$$E_j = \frac{2a_2}{a_1 + a_2} \times 100 \quad (2.1)$$

Para garantir a necessária eficiência do sistema existem três processos ou alternativas:

a) adoção de placas curtas, que tenham pouca movimentação no plano horizontal devida às variações térmicas e higroscópicas do meio ambiente, mantendo-se a junta sempre fechada e possibilitando que a transferência de carga aconteça pelo engrenamento dos agregados;

b) Construção de uma sub-base, de material infenso ao bombeamento, com suporte homogêneo e constante ao longo do tempo, que aumente a capacidade portante da fundação e, conseqüentemente, diminua as deformações verticais do sistema;

c) colocar nas juntas de retração um sistema artificial, composto de barras ou tubos lisos de aço, com a função de transmitir esforços (cisalhamento, flexão e compressão) de um para o outro lado da junta, diminuindo o deslocamento vertical da placa carregada e tentando, na situação ideal, igualar os deslocamentos das bandas carregada e descarregada da junta, no momento da passagem da carga.

Pela natureza deste trabalho, apenas a última alternativa será aqui discutida: as *barras de transferência* de carga (também chamadas de *passadores*).

A teoria de cálculo das barras de transferência é bastante complexa e, na verdade, as diversas organizações de pavimentação empregam a sua própria ou a experiência alheia para determinar a seção de aço necessária, o espaçamento entre as barras e o seu comprimento, tabelados em função da espessura da placa de concreto. Há casos em que é recomendável o conhecimento exato desses dados, principalmente quando as cargas são especiais, seja pela magnitude muito elevada, seja por distribuírem-se no pavimento de maneira diferente da comum (veículos rodoviários de linha). Então, utiliza-se a análise desenvolvida em princípio por TIMOSHENKO (bibliog.1-1925) e completada profundamente por BRADBURY e FRIBERG (bibliog.2-1938).

A figura 2.2 mostra o estado de deformação sofrido por uma barra de transferência embebida no concreto. Tudo se passa como se, sob a ação da carga F , a deformação y da barra produzisse uma pressão na sua face inferior, por uma extensão AB ; em B , passa a ocorrer a compressão da fibra

superior da barra, até uma certa distância determinada pelo ponto C, à partir do qual a compressão se dá novamente na parte inferior.

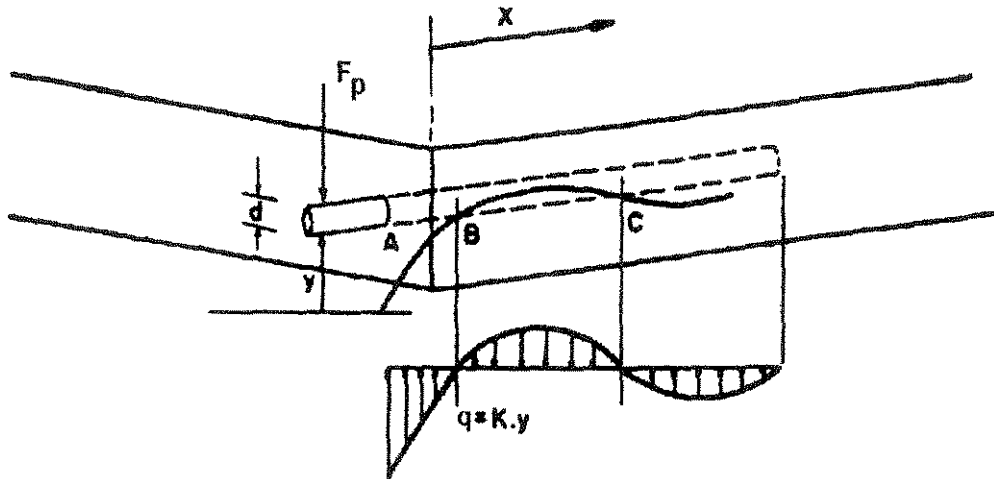


Figura 2.2 - Estado de tensão numa barra de transferência

(Segundo TIMOSHENKO, Cf. bibliog.1 / ref 7)

De acordo com TIMOSHENKO, a deformação y da barra, causada pelo carregamento F_p é dada por:

$$y = \frac{e^{-\beta x}}{2\beta^2 E_s I} \left[F_p \cdot \cos \beta x - \beta M_0 (\cos \beta x - \sin \beta x) \right] \quad (2.2)$$

em que:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k d}{4 E_s I}}, \quad \text{rigidez relativa da barra (m}^{-1}\text{)} \quad (2.3)$$

x =abscissa (m) definida conforme a fig.2.2

F_p =carga total na barra(pino) de transferência(N)

E_s =módulo de elasticidade do aço (MPa)

I =momento de inércia da barra(m^4)

k =módulo de reação do concreto na barra(MPa/m)

d =diâmetro da barra (m)

q =carregamento(N/m)

Para a solução do problema específico da barra de transferência, que atravessa a junta entre duas placas de concreto, FRIBERG utilizou a expressão derivada por TIMOSHENKO e desenvolveu fórmulas para o

momento fletor, a deformação da barra e a pressão de apoio da barra na face vertical da junta, que são:

$$M_o = \frac{F_p t}{2} \quad \text{momento fletor, na interface barra concreto (N.m)} \quad (2.4)$$

$$M_{\max} = - \frac{F_p e^{-\beta x}}{2\beta} [1 + (1 + \beta t)^2]^{0.5} \quad (2.5)$$

(momento fletor máximo, na interface barra-concreto N.m)

$$y_o = \frac{F_p}{4\beta^3 E_s I} (2 + \beta t) \quad \text{deformação da barra na junta (m)} \quad (2.6)$$

$$\sigma = ky_o = \frac{KF_p}{4\beta^3 E_s I} (2 + \beta t) \quad \text{tensão de apoio da barra no concreto (mPa)} \quad (2.7)$$

onde t = abertura da junta (m)

Na figura 2.3 F_p é a parcela de carga suportada por apenas uma barra de transferência, colocada diretamente sob a carga total. Como as barras de transferência distribuem-se ao longo de toda a junta, cada uma delas contribui um pouco para a transmissão da carga total, diminuindo sua participação com a distância ao ponto de aplicação do carregamento. Empregando a teoria de WESTERGAARD, FRIBERG conclui que o momento negativo máximo aparece a uma distância igual a 1,8 vezes o raio de rigidez relativa do pavimento (r_h), o que significa que, à partir dessa distância da carga, a contribuição dos passadores é nula na transmissão à placa adjacente. A consideração da ação de um carregamento múltiplo, quando ocorre a superposição das tensões nas barras de transferência, é reservada com simplificações, tomando como linha reta a deformação da junta sob a carga; na verdade, o perfil de deformações é curvo. A figura 2.3 mostra, para um caso qualquer, essa simplificação. Valores altos de coeficiente de recalque (k_{sub}), por seu turno, fazem diminuir a atuação de uma das cargas no ponto de aplicação da outra.

$$r_h = \left(\frac{Eh^3}{12k_{sist}(1-\nu^2)} \right)^{0.25}$$

onde:

r_h = raio de rigidez do pavimento (m)

h = espessura do pavimento (m)

k_{sist} = módulo de reação no topo do subleito (MPa/m)

ν = módulo de poisson

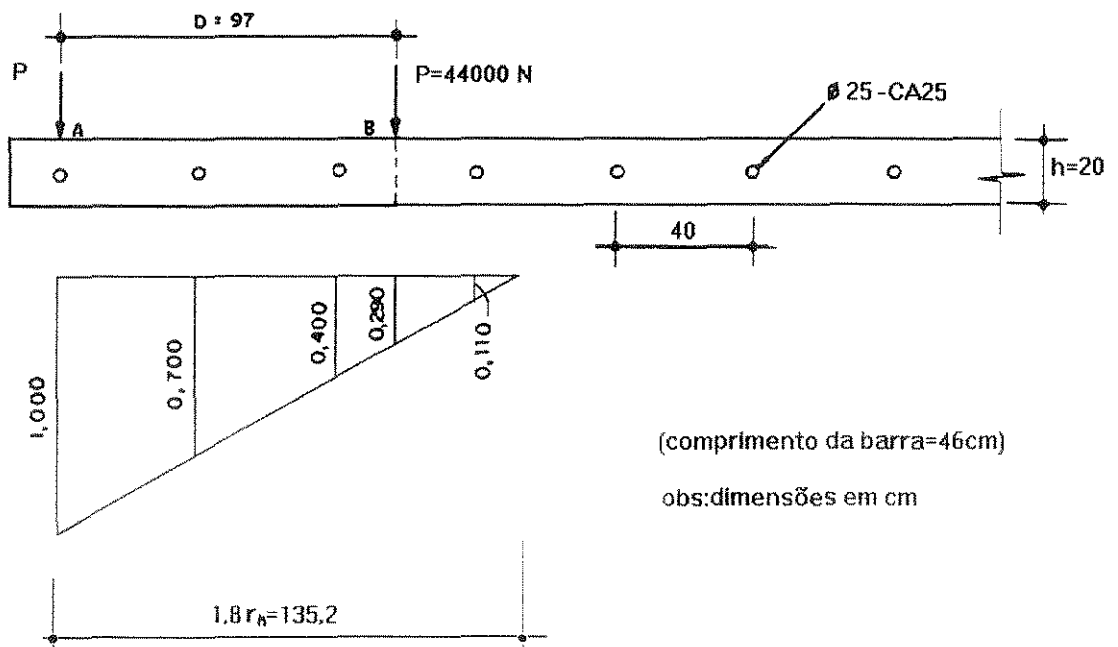


Figura 2.3 - Seção transversal típica para o pavimento, para o cálculo de barras de transferência espaçadas de 40 cm(ref.7)

No cálculo do sistema de transmissão de carga necessita-se adotar certas premissas de ordem prática. Os passadores devem ser dimensionados para transferência de 40% ou 45% da carga aplicada, e não de 50% (máximo teoricamente possível), de modo a compensar 5% a 10% de perda de rigidez do sistema após um certo período de carregamento. Além disso, o comprimento imerso das barras é fator de muita importância na consecução da transferência de carga; diversos organismos que lidam com a questão recomendam, baseados em sua prática, uns 46 cm de comprimento, constantes, para passadores de pavimentos rodoviários (*American Concrete*

Institute - ACI, Portland Cement Association - PCA), e 46 cm, 51 cm e 61 cm para bitolas 25, 32 e 40, respectivamente. A abertura da junta pode ser calculada, mas é comum adotar 6 mm para as juntas de retração e 19 mm para as de dilatação. Outro ponto a considerar é a tensão admissível de apoio no concreto segundo o comitê 325 do ACI, recomenda-se é o valor obtido na expressão:

$$f_{ad} = \left(\frac{4 - d}{3,0} \right) f_{ck} \quad (\text{em unidades americanas}) \quad (2.8)$$

ou:

$$f_{ad} = \left(\frac{10,16 - d}{7,62} \right) f_{ck} \quad (2.9)$$

2.2.1.3 - Barras de Ligação

As barras de ligação (ou ligadores) servem para manter fortemente unidas as faces longitudinais de duas placas separadas por uma junta longitudinal. a sua adoção se explica pela necessidade eventual de manter as faixas de tráfego ou carregamento livres de movimentos laterais e assegurar, pela ligação permanente entre as placas, que a transferência de carga se processe, na junta longitudinal, pela entrosagem dos agregados (caso de junta longitudinal de seção enfraquecida) ou pelo encaixe (da junta longitudinal de encaixe).

Ao contrário das barras de transferência, que devem ser obrigatoriamente lisas e terem um das metades engraxada, de modo a permitirem o *deslizamento* em relação ao concreto, os ligadores de preferência serão de aço especial, para maior *aderência* ao concreto - embora seja admitido o uso de aço liso, que exigirá maior comprimento de aderência ou menor espaçamento do que o aço especial, aumentando o custo do sistema.

O dimensionamento da seção de aço necessária para garantir a ligação entre as placas é feito com o auxílio da teoria do *drag subgrade*, ou seja, considerando que a camada subjacente à placa de concreto ofereça uma certa restrição à movimentação desta no plano horizontal, seja por empenamento (caso da junta longitudinal), seja por retração (caso da junta transversal).

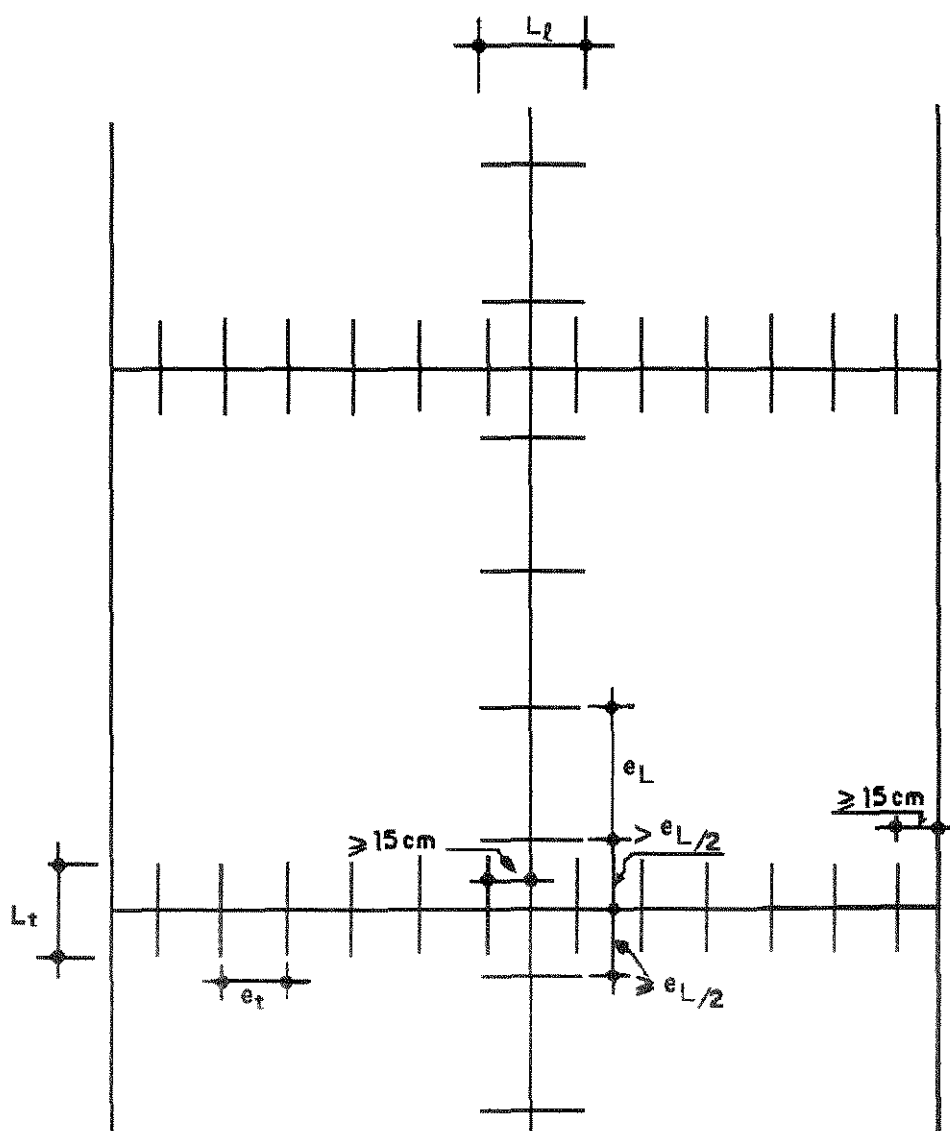


Figura2.4 - Colocação típica das barras de ligação e transferência em um pavimento de concreto(cf ref.7)

A equação de cálculo é:

$$A_s = \frac{\mu \cdot b \cdot h \cdot g}{f_{\text{sad}}} * \frac{1}{100} \quad (2.10)$$

onde:

A_s = área de aço (cm²/m)

μ = coeficiente de atrito concreto-subbase (assume-se igual 1,5)

b = largura da placa ou distância entre a junta considerada e a borda livre(m)

h = espessura da placa(m)

g = peso específico do concreto (24.000 N/m³)

$$f_{sad} = \frac{2}{3} f_y = \text{tensão admissível no aço (MPa)}$$

O comprimento da barra, necessário para garantir a ancoragem ao concreto, calcula-se pela expressão:

$$\ell_b = \frac{1}{2} \left(\frac{f_{sad} d}{\tau_b} \right) + 7,5 \quad (2.11)$$

em que:

τ_b = tensão de aderência entre o aço e o concreto, admitida = 2,45 Mpa

7,5 = *margem de segurança para prevenir um possível desalinhamento da barra (cm).*

2.2.2 - Projeto de Juntas

(transcrição parcial da parte III da ref.7)

2.2.2.1 - Considerações Gerais

Um piso industrial de concreto tem peculiaridades que o tornam um caso particular dentre os pavimentos rígidos - assim como o pavimento de concreto para um aeródromo, por exemplo, está cercado de condicionantes de projeto somente a ele aplicáveis.

O projeto das juntas de um piso industrial, bem como o dimensionamento da espessura necessária, requer enfoque e decisões especiais, tendo em vista que:

a) sendo cobertos na maioria das vezes, não sofrem a ação direta das intempéries, o que minimiza os efeitos das variações de temperatura e da umidade do concreto, permitindo empregar placas de maiores dimensões que em lugares descobertos;

b) a proteção citada, aliada ao fato de que o nível do lençol freático em edifícios industriais está ou é mantido, em geral, a uma profundidade conveniente, sem a necessidade de sub-bases com função de evitar o bombeamento (embora em certos casos de cargas pesadas ou sub-leito mole seja recomendável a sua adoção, com finalidade estrutural);

c) por não ser canalizado (ou seja, não obedecer um *caminho preferencial*), o tráfego produz uma distribuição aleatória das cargas, o que

pode provocar situações em que as tensões de tração na flexão sejam maiores do que as consideradas no dimensionamento (principalmente, quando a carga máxima prevista solicitar os cantos ou bordas desprotegidas das placas);

d) as solicitações provenientes de veículos com pneumáticos rígidos, se ocorrerem, exigem um tratamento especial para as juntas, quanto às suas dimensões superficiais, sua abertura e seu acabamento, sem o que o esborcinamento torna-se fatalmente uma ocorrência generalizada;

e) certos pisos podem estar sujeitos à ação eventual ou constante de agentes agressivos, o que força considerar no projeto um concreto capaz de resisti-la e, ademais, empregar dimensões de juntas e tipos de material selante que sejam infensos a ela.

2.2.2.2 - Dimensões Superficiais das Placas

As dimensões superficiais das placas de concreto - comprimento e largura - dependerão de:

- a) espessura da placa;
- b) condições ambientais;
- c) características do concreto;
- d) tipo de cargas atuantes (móveis ou estáticas);
- e) tipo de superfície de contato entre o concreto e a fundação.

De modo geral, é a seguinte a influência de cada um desses fatores na escolha das mencionadas dimensões:

a) Pequenas espessuras de placa magnificam os efeitos da retração do concreto, obrigando a adotar comprimentos pequenos de placa, de maneira a combater adequadamente a sua tendência à fissuração. a prática demonstra que só se pode empregar comprimento superior a 4,5 m quando a placa tiver 15 cm de espessura ou mais. Deve-se ter em conta, ainda, que espessuras maiores do que 30 cm aceitam comprimentos de placas de até

7,5 m, sem sofrerem danos devidos à fissuração por retração do concreto; entre 15 cm e 30 cm, deve-se projetar placas entre 4,5m e 6,0 m de comprimento;

A largura mínima deve ser uns 3,0 m, de modo a diminuir o mais possível o número de cantos (encontro de juntas) no pavimento e, conseqüentemente, a incidência de cargas de canto, as mais desfavoráveis quando não há condições de proteção estrutural do canto. Espessuras maiores do que 30 cm admitem larguras de placa de até 7,5 m, sem conseqüências danosas devidas ao empenamento restringido ao concreto. Cuide-se que a relação entre o comprimento e a largura fique entre 1 (placa quadrada) e 2, mostrando a experiência que o valor ótimo depende diretamente da espessura: se elevada, a relação deverá estar entre 1 e 1,25; pequena, admite uma faixa ótima que vai de 1,4 a 1,7, aproximadamente.

Subentende-se que o formato superficial das placas seja comumente regular - retangular ou quadrado. Ocorrem, às vezes, situações que forcem o emprego eventual de placas irregulares, dentro de um projeto com predominância de placas normais; nesses casos, deve-se colocar nas irregulares a mesma armadura distribuída descontínua citada anteriormente, de forma a impedir a fissuração por retração.

b) No caso corriqueiro de pavimentos industriais cobertos, as condições ambientais influem pouco na escolha das dimensões das placas. Deve-se ter em mente, entretanto, que quando não se tiver garantia de um certo isolamento térmico da estrutura (por exemplo, em galpões que permanecem abertos total ou parcialmente, ou tenham cobertura metálica, ou sejam de baixa altura), tudo se passa como num piso externo, com a exceção da molhagem por chuva. Isto significa que os limites para as dimensões das placas, conforme preconizados na seção anterior, devem ser tomados na faixa que minimizem as tensões térmicas, ou seja:

- comprimento de tal ordem que não ocasione grande movimentação das juntas de retração;

- largura que não permita o aparecimento de tensões críticas de empenamento.

Nas estruturas sujeitas a regimes artificiais de temperaturas ou umidade - câmaras frigoríficas, por exemplo - as diferenças ambientais podem ser, às vezes, o principal fator influente não só no projeto, como no dimensionamento do pavimento.

c) As características do concreto têm um certo peso na fixação das dimensões superficiais das placas do pavimento, principalmente quando se trata de concretos com baixa resistência à tração, o que remete aos mínimos os limites das dimensões preconizados até aqui.

d) Quanto às cargas atuantes: as cargas móveis exigem a faixa de limites máximos para a largura, principalmente; as estáticas não influem significativamente na definição das melhores dimensões.

e) Se muito rugosa ou irregular a superfície de contato entre a fundação e o pavimento de concreto, maior será a restrição à movimentação das placas - seja por retração / dilatação, seja por empenamento. Dando-se esse caso, procura-se balancear as outras condicionantes, de modo a diminuir a possibilidade de fissuração, o que significa, essencialmente, diminuir o comprimento das placas até a faixa mínima recomendada em função da espessura de concreto.

2.3-O CapítuloIII-Conceitos Teóricos

As referências 1) e 2) tratam da parte teórica-conceitual e foram transcritas parcialmente para formar este capítulo.

2.4-Os capítulosV,VI e VII-Normas

A referência 5) refere-se à normas francesas oficiais que foram traduzidas para o português e formam os capítulos V,VI e VII.

2.5-Observações

As demais referências bibliográficas listadas não foram transcritas.

III

CONCEITOS TEÓRICOS

3.1- Introdução

Os pavimentos podem ser divididos em dois grupos em função do seu comportamento quando submetidos aos carregamentos: os pavimentos flexíveis e os pavimentos rígidos. Os pavimentos flexíveis tem a característica de aceitar grandes deformações sem danos estruturais. Pavimentos rígidos não apresentam deformações significativas quando solicitados. Neste caso, a elástica final do conjunto pavimento-sub-leito é imposta pela deformação da placa rígida, que sendo pequena, conduz a uma redistribuição das pressões às camadas do sub-leito.

Os pavimentos de concreto pertencem ao grupo dos pavimentos rígidos.

A teoria para dimensionamento dos pavimentos rígidos foi proposta por H. Westergaard em vários trabalhos entre 1925 e 1933, baseados na teoria de E. Winkler "Teoria da flexão de barras sobre base elástica" de 1867, e foram complementados posteriormente por outros pesquisadores.

A placa de concreto é considerada elástica, isótropa e homogênea e de espessura constante. O sub-leito comporta-se como um líquido denso (sub-leito winkleriano), que se caracteriza por fornecer uma resposta reativa às pressões aplicadas proporcional ao deslocamento vertical no ponto considerado. A constante de proporcionalidade entre a pressão e o deslocamento é o módulo de reação do sub-leito.

A placa é considerada como uma viga larga para simplificação de cálculo, uma vez que o funcionamento do meio placa -sub-leito é mais complexo e está sujeito à vários fatores que não são levados em conta nesta teoria, porém, ensaios efetuados mostraram uma convergência aceitável entre os valores calculados com o emprego desta teoria e os resultados dos ensaios, validando-a para a maioria das aplicações práticas.

Os tipos de cargas que se encontram mais freqüentemente nos pavimentos de edificações são:

- a) cargas uniformemente distribuídas.
- b) as cargas das rodas de veículos e empilhadeiras.
- c) as cargas pontuais devidas aos montantes de estantes de armazéns.

Para o dimensionamento dos pavimentos para caso de carga a) pode-se aplicar as fórmulas de Héteny (1946) e os casos b) e c) as fórmulas de Westergaard (1929).

3.2- Mecânica do Fissuramento Progressivo em Pavimentos de Concreto

Quando as fissuras aparecem nos pavimentos de concreto, os grandes painéis existentes são divididos em pequenos painéis. O fato de uma viga resistir mais em um vão menor, nos leva a crer que os pequenos painéis do pavimento sejam submetidos à tensões menores do que os painéis de tamanho original. Podemos esperar que, de alguma forma, as tensões sejam aliviadas pela redução das dimensões dos painéis.

As tensões a ser consideradas são causadas pelos carregamentos, retração, variações térmicas e deformações do sub-leito.

Em geral não temos a expectativa de que o pavimento de concreto permaneça sem fissurar.

A exigência estrutural essencial é que as fisuras, ou as fissuras e as juntas não venham a dividir o pavimento em painéis excessivamente pequenos.

Com esta exigência estrutural peculiar em vista nós poderemos formular as seguintes perguntas:

1. De quanto são aliviadas as tensões quando o tamanho dos painéis é reduzido pelas fissuras, pela introdução de juntas ou por guias de indução de fissuras?
2. Qual é a influência das dimensões dos painéis sobre a resistência do pavimento?
3. Se, eventualmente, a intensidade das cargas e dos impactos forem suficientes para causar fissuras em um pavimento íntegro, por quanto tempo as fissuras progredirão e qual o tamanho dos painéis no final do processo?
4. Sob as influências das cargas, variações de temperatura, recalques ou outras distorções do sub-leito, a que tamanho os painéis deverão ser reduzidos para resisti-las?

O propósito da análise à seguir é responder a estas perguntas.

3.2.1- Análise da Ação de Uma Viga Sobre Base Elástica Uniforme Carregada na Seção Média

O painel do pavimento age como uma laje e não como uma viga. Ainda assim, poderemos formar uma idéia sobre a influência do tamanho do painel considerando uma viga sobre base elástica, carregada em sua seção média, como mostrada no topo da figura 3.1.

Poderemos assumir que a reação do sub-leito em cada ponto é proporcional à deflexão da viga (linha elástica), e que a viga age como se a base fosse homogênea e elástica. Isto feito, restará calcular as deflexões e os momentos fletores na viga.

Pelas derivações descritas abaixo obteremos para diferentes comprimentos de viga o diagrama de momentos mostrado na figura 3.1.

A curva pontilhada mostra a relação entre o comprimento da viga e o seu maior momento fletor.

3.2.1.1-Dedução das equações para a viga em sub-leito uniforme

Sejam:

x = coordenada horizontal medida à partir do meio da viga(pés)

z = deflexão vertical(pés)

a e h = dimensões conforme fig. 3.1(pés)

E = módulo de elasticidade do concreto(psi)

k = módulo de reação do sub-leito (libras/pol. cúbica)

p = carga no meio da viga por unidade de largura; p é a carga total quando a viga tem largura unitária(libras /pé) (ver fig. 3.1)

M = momento fletor por unidade de largura (libras.pé)

q =carga distribuída(libras/pé)

q_r =reação do sub-leito (libras/pé)

I_x =momento de inércia(pé)⁴

No presente caso da viga de largura unitária, o módulo de Poisson “ ν ” não precisa ser considerado.

Consideremos a equação diferencial da viga:

$$\frac{d^4 z}{d x^4} = \frac{q - q_r}{E I_x}$$

$$q_r = Kz$$

$$q = 0$$

ficamos com:

$$\frac{E h^3}{12} \frac{d^4 z}{d x^4} + k z = 0 \quad (3.1)$$

É conveniente definir a distância,

$$r = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{3k}} \quad (3.2)$$

Esta distância está correlacionada com a distância ℓ , usada para estudos de flexão de pavimentos de concreto sob o nome "raio de rigidez relativa".

De fato:

$$r = \sqrt{2} \cdot \sqrt[4]{(1 - \nu^2)} \cdot \ell \quad (3.3)$$

Com a introdução de r a equação (3.,1) ficará:

$$\frac{r^4}{4} \frac{dz^4}{dx^4} + z = 0 \quad (3.4)$$

Esta equação é satisfeita pela seguinte solução geral:

$$z = A \cos \frac{x}{r} \cosh \frac{x}{r} + B \sen \frac{x}{r} \sinh \frac{x}{r} + C \cos \frac{x}{r} \sinh \frac{x}{r} + D \sen \frac{x}{r} \cosh \frac{x}{r} \quad (3.5)$$

As quatro constantes de integração, A, B, C e D, são determinadas pelas quatro condições de contorno.

Quando $x = 0$

- a linha elástica é tangente à horizontal, portanto:

$$\frac{dz}{dx} = 0 \quad (3.6a)$$

- a força cortante é igual a $\frac{-p}{2}$ para a parte direita da viga, então:

$$(Q)_{x=0} = \left(\frac{dM}{dx} \right)_{x=0} = -EI_x \left(\frac{d^3 z}{dx^3} \right)_{x=0} = -\frac{p}{2}$$

ou

$$\frac{Eh^3}{12} \frac{d^3 z}{dx^3} = \frac{p}{2} \quad (3.6b)$$

Quando $x = a$

- A cortante = 0

$$\frac{d^3 z}{dx^3} = 0 \quad (3.7a)$$

- O momento = 0

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = 0 \quad (3.7b)$$

As duas primeiras condições dão:

$$-C = D = \frac{p}{2kr} \quad (3.8)$$

com a substituição: $\alpha = \frac{a}{r}$ (3.9)

Encontraremos usando a 3ª e a 4ª condições:

$$A = \frac{p}{2kr} \frac{\cosh 2\alpha + \cos 2\alpha + 2}{\sinh 2\alpha + \sin 2\alpha} \quad (3.10)$$

$$B = -\frac{p}{2kr} \frac{\cosh 2\alpha - \cos 2\alpha}{\sinh 2\alpha + \sin 2\alpha}$$

Pela diferenciação da equação (3.5) duas vezes e substituindo os valores das constantes, encontraremos a expressão seguinte para o momento fletor em qualquer ponto entre $x = 0$ e $x = a$:

$$M = \frac{1}{4} pr \cdot \left[\frac{\cosh 2\alpha - \cos 2\alpha}{\sinh 2\alpha + \sin 2\alpha} \cos \frac{x}{r} \cosh \frac{x}{r} + \frac{\cosh 2\alpha + \cos 2\alpha + 2}{\sinh 2\alpha + \sin 2\alpha} \sin \frac{x}{r} \sinh \frac{x}{r} - \cos \frac{x}{r} \sinh \frac{x}{r} - \sin \frac{x}{r} \cosh \frac{x}{r} \right] \quad (3.11)$$

O maior momento fletor é:

$$M_{max} = \frac{1}{4} \frac{\cosh 2\alpha - \cos 2\alpha}{\sinh 2\alpha + \sin 2\alpha} p \cdot r \quad (3.12)$$

A maior tensão é:

$$\sigma = \frac{3}{2} \cdot \frac{\cosh 2\alpha - \cos 2\alpha}{\sinh 2\alpha + \sin 2\alpha} \sqrt[4]{\frac{E}{3k}} p h^{-5/4} \quad (3.13)$$

Os cálculos numéricos são tabelados e assim foram construídas as curvas da figura 3.1, de forma conveniente.^{nota}

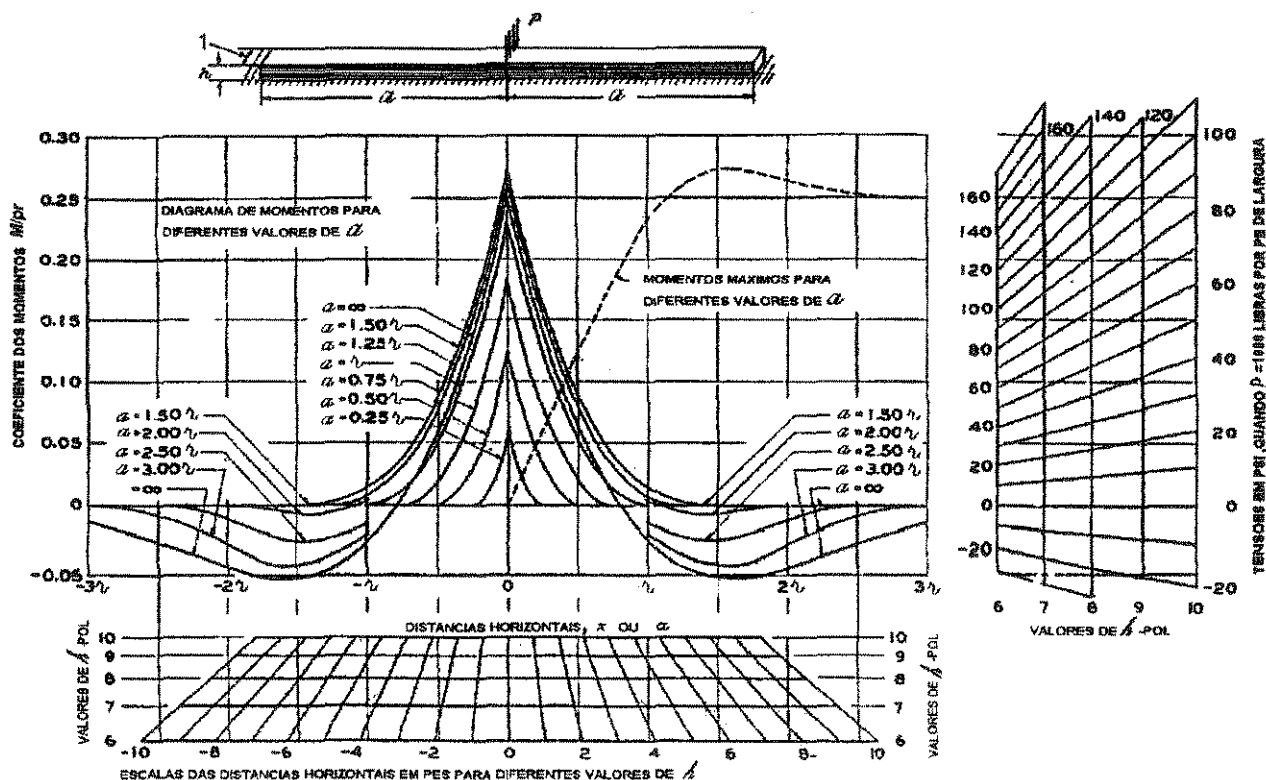


Figura 3.1 - Diagramas de momentos e tensões em vigas de comprimentos diferentes, apoiadas em sub-leito elástico uniforme, carregadas na seção média para $E = 3.000.000$ psi (210.970 kg/cm^2) e $k=50$ libras/pol cúbica ($18,06 \text{ kg/cm}^3/\text{m}$)

3.2.2-Interpretação das Escalas da figura 3.1

As escalas abaixo das curvas da Figura 3.1 representam as distâncias horizontais em pés , para diferentes espessuras de viga.

As escalas à direita representam na vertical as tensões de flexão em libras por polegada quadrada produzidas por uma carga de 1.000 libras por pé de largura de viga (1500 kg/m).

Vejamos abaixo o exemplo do caso de uma viga com 7 polegadas (17,68 cm) de altura, as distâncias horizontais são medidas na escala horizontal

^{nota} 1 pé = 30,48 cm ; 1 polegada = 2,54 cm ; 1 libra = 0,4536 kg;

1 kg/cm² = 14,22 psi ; 1 kg/cm²/m = 2,768 libras/pol cúbica

na 2ª linha a partir de baixo e as tensões são medidas nas escalas verticais da 2ª linha a partir da esquerda. Os comprimentos das unidades nas escalas são definidas pela expressão para r (equação 3.2) e para os valores numéricos assumidos:

Por exemplo, com $h = 7$ polegadas(17,68 cm), a equação 3.2 dá

$$r = 51,2 \text{ polegadas (1,30 m)}$$

Nós encontraremos o mesmo valor se medirmos a distância que representa r na escala horizontal para $h = 7$ polegadas, isto é, na segunda linha a partir de baixo, e portanto verificamos o comprimento da unidade desta escala. Quando $a = r$, isto é, com o comprimento da viga igual a $2r = 2.60\text{m}$, encontraremos o momento fletor máximo pela medição da ordenada do pico no correspondente diagrama de momentos ou a ordenada do ponto da curva pontilhada correspondente a abscissa r .

Usando a escala da esquerda, encontraremos este momento como sendo $M = 0,23 pr$, ou com $p = 1000$ libras por pé de largura da viga, $M = 982$ pés x libras / pé de largura.

Dividindo M pelo momento resistente da seção

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{17^2}{6} = 8,167 \text{ pol}^2, \text{ encontraremos a tensão máxima,}$$

$$\sigma = 120 \text{ psi}(8,44 \text{ kg} / \text{cm}^2)$$

Obteremos o mesmo valor, sem fazer cálculos, pela medição da ordenada na escala da direita para $h = 7$ polegadas, e verificaremos portanto o comprimento da unidade desta escala.

Pela locação de um ponto no mesmo diagrama de momentos, quer dizer, 2 pés (0,609 m) do centro, nós mediremos na escala vertical para $h = 7$ polegadas a tensão correspondente, $\sigma = 31 \text{ psi} (2,18 \text{ kg} / \text{cm}^2)$

Estes exemplos mostram o uso das escalas como um método de verificação dos comprimentos das unidades.

Se k for alterado do valor 50 libras por polegada cúbica, representando um sub-leito bastante deformável, para o valor 200 libras por

polegada cúbica, representando um sub-leito quatro vezes mais rígido, as escalas numéricas vertical e horizontal, poderão ser escaladas na proporção de $\sqrt{2}$ para 1, conforme ilustrado na parte inferior da figura 3.4.

‘Diagramas mostram notável aumento de resistência somente quando a viga torna-se muito curta’

As partes dos diagramas de momentos próximos do meio da viga quase coincidem para todos os valores de a maiores que 2ℓ , isto acontece, de acordo com as escalas, quando o comprimento a é maior do que 4 a 6 pés (1,22m a 1,83m).

Quando a fica menor do que o valor 2ℓ , o diagrama cai e as tensões são aliviadas.

Quando o comprimento da viga, $2a$, é maior do que $5,5\ell$, o momento máximo é praticamente constante, igual a $0,250 p \ell$

A curva pontilhada da Figura 3.1 mostra que quando o comprimento da viga decresce gradualmente a partir do valor de $5,5\ell$ o momento no centro aumenta suavemente até alcançar um máximo de $0,273 p \ell$

Depois o momento fletor decresce e torna-se novamente igual a $0,25 p \ell$ quando o comprimento é reduzido a $2,3\ell$ e igual à metade daquele valor quando o comprimento for ℓ

São tiradas as seguintes conclusões:

-Considerando a mesma seção transversal e sub-leito, se uma carga aplicada no centro for elevada o suficiente para romper uma viga muito longa, a mesma carga é capaz de romper qualquer viga de comprimento maior que 2,3 λ .

-Se uma carga com o dobro do valor daquele for colocado primeiro sobre uma viga muito longa, rompendo-a, depois em cada pedaço em que partiu-se, e então, o fraturamento continuará até que as peças tenham um comprimento entre 0,5 λ e λ . Se a carga mover gradualmente sobre o comprimento da viga

longa, ela a romperá em partes com comprimento em torno destes valores. Em relação ao tamanho dos painéis dos pavimentos de concreto, estas partes são pequenas.

Pelo uso da curva pontilhada juntamente com as escalas, poderemos determinar para um dado módulo de ruptura a carga p , que vigas de diferentes alturas podem suportar.

A figura 3.2 mostra o resultado deste trabalho.

Para isto, foi assumido o valor do módulo de ruptura do concreto à tração $\sigma = 600$ libras por polegada quadrada (42,2 kg/cm²) e do módulo de reação do sub-leito $k = 50$ libras por polegada cúbica (18,06 kg/cm²/m).

A curva mostra que a resistência, medida por p , não varia muito se o valor de a for maior do que 6 pés (1,83 m).

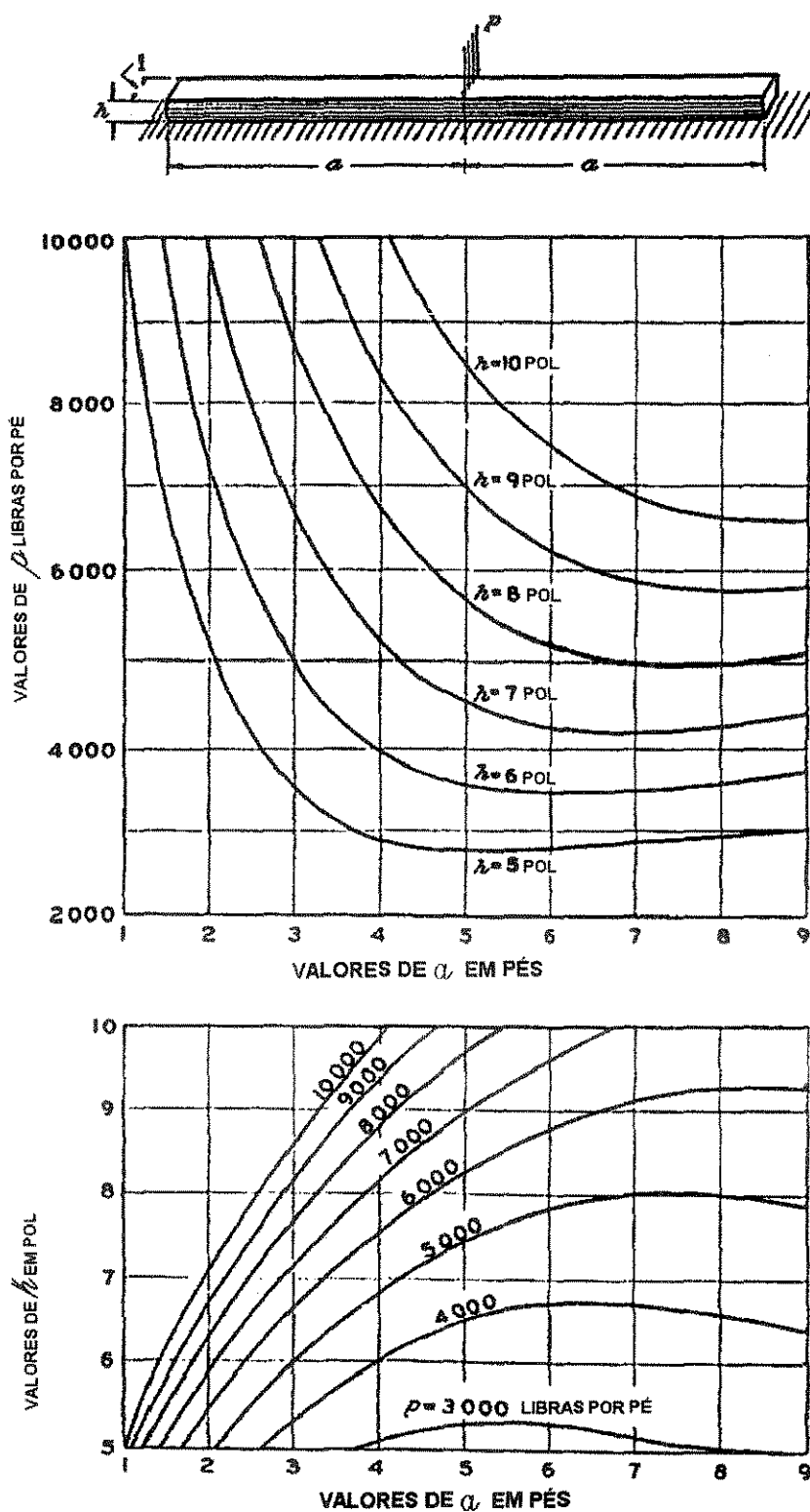


Figura 3.2- Relações entre as dimensões e a resistência de vigas sobre sub-leito elástico uniforme. Valores numéricos assumidos: $E = 3.000.000$ psi[210,97kg/cm²], $k = 50$ libras por polegada cúbica[18,06kg/cm²/m], módulo de ruptura do concreto = 600 psi[42,2kg/cm²]. O valor de p mede a resistência.

‘O pavimento será fragmentado, em última instância, em pequenos painéis, se as cargas rolantes forem suficientemente elevadas para fraturar um grande painel sem a ajuda das variações térmicas e recalque do sub-leito.’

A figura 3.3 mostra momentos e tensões nas bordas de uma grande laje sobre sub-leito elástico carregado em sua borda. O diagrama tem um pico em seu meio. Este pico tem seu fecho arredondado, como mostrado nos quatro exemplos. O valor máximo resultante depende da área de contato entre a carga e o pavimento; e a espessura da laje. As curvas de pico arredondado são desenhadas de acordo com os valores próprios das tensões na face inferior da laje.

As escalas verticais definem as tensões em libras por polegada quadrada produzidas em lajes de várias espessuras por uma carga de 10.000 libras(4.536 kg). As escalas horizontais são as mesmas da figura 3.1. Um diagrama muito semelhante, construído com ordenadas muito pequenas pode ser desenhado representando os momentos e tensões produzidos por uma carga rolante aplicada em um ponto interior da área da grande laje à uma considerável distância da borda.

O diagrama da figura 3.3 representa momentos e tensões na borda da laje de grande tamanho, mostrando uma similaridade geral com o diagrama correspondente na figura 3.1 para a viga longa (com $a=\infty$).

Esta semelhança mostra a conclusão que se o comprimento da laje na direção da borda carregada for reduzido gradualmente sem grandes mudanças na dimensão perpendicular ao eixo, A curva do alívio das tensões pela redução do tamanho será aproximadamente igual aquela que foi encontrada para a viga. Se a espessura for muito reduzida enquanto o comprimento for reduzido, o alívio da tensão, naturalmente, será abandonado ou não aparecerá.

A distância entre os pontos de momento fletor nulo serve para interpretar distâncias horizontais em geral. No caso da laje esta distância é 0.75 vezes a distância correspondente do caso da viga.

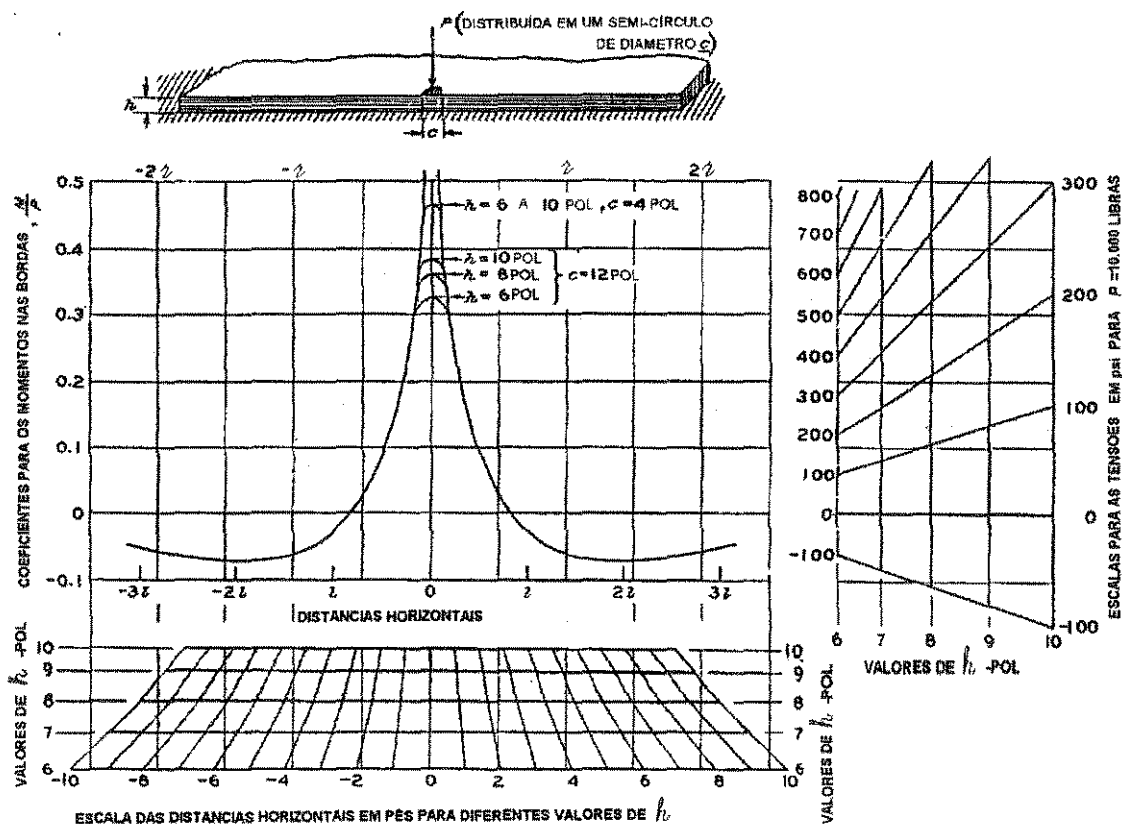


Figura 3.3 - Diagrama de momentos e tensões ao longo da borda de uma placa apoiada em sub-leito elástico uniforme, com carga concentrada na borda $P=10.000$ libras [4.536 kg]. Valores numéricos assumidos: $E = 3.000.000$ psi[210,97kg/cm²], módulo de Poisson do concreto $\nu = 0,15$; $k = 50$ libras por polegada cúbica[18,06 kg/cm²/m].

Podemos concluir que as cargas rolantes que poderiam sobrecarregar uma grande laje sem ajuda das mudanças de temperatura e deformações do sub-leito são capazes de dividir o pavimento em pedaços finais de dimensões menores que as encontradas no caso da viga.

3.2.3-Discussão da fratura dos cantos

Na discussão sobre o tamanho das peças produzidas pelo fraturamento, precisa ser dada atenção também para o caso do fraturamento das bordas, isto é, o caso em que a carga no canto ocasiona um fraturamento de um pedaço triangular. A curta distância da borda para a seção perigosa (ruptura) pode ser tomada aproximadamente por:

$$x_1 = 2 \sqrt{a_1 \ell} \quad (3.15)$$

onde a_1 é a distância da esquina ao centro de carga, que é considerada equidistante das duas bordas adjacentes, e ℓ é calculada pela equação 3.18 , refere-se ao raio elástico de rigidez para sub-leito resiliente {conceito introduzido por Schleicher(1925) cf. ref. 10}

Sejam por exemplo considerados, $E=3.000.000$ libras por polegada quadrada (210.970 kg/cm^2), $k=50$ libras por polegada cúbica ($18.06\text{kg/cm}^2/\text{m}$), $\nu =0.15$ e $h=8$ polegadas (20.32 cm), dando $\ell=40.2$ polegadas (102cm) e com $a_1 =4$ polegadas encontramos $x_1 = 25.4$ polegadas ($64,52\text{cm}$) , a correspondente distância medida ao longo da borda é $x_1 \sqrt{2} = 36$ polegadas($91,44 \text{ cm}$).

“Fissuras de pequena abertura podem agir até certo ponto como juntas articuladas transmitindo forças verticais entre as lajes”.

Momentos fletores de valores pequenos podem ser transmitidos através de uma fissura no pavimento, e é concebível que as forças verticais podem ser transmitidas se a abertura das fissuras for pequena o suficiente para permitir que as bordas sejam intertravadas. A fissura atua portanto até certo ponto como uma junta articulada.

Grandes aberturas de fissuras, por outro lado, representam bordas livres para as lajes.

Fissuras de pequena abertura nem sempre trabalham como juntas articuladas. Por exemplo, seja uma fissura, separando as lajes A e B segundo uma superfície inclinada através da espessura da laje, é possível que a laje A permaneça sobre a laje B durante a fratura, mas que B seja liberada de A pelo desligamento da parte inferior. Portanto com A carregado, a fissura representa uma junta articulada, mas com B carregado, ela representa uma borda livre.

Segundo esta possibilidade, a probabilidade do comportamento estatístico das fissuras de pequena abertura atuarem de forma semelhante à juntas articuladas é consideravelmente alta. Este comportamento das fissuras constitui um aspecto importante em mecânica de pavimentos.

Uma observação poderá ser obtida das planilhas de cálculo das tensões produzidas em uma grande laje por uma carga rolante aplicada tanto em um ponto interno como numa borda livre. Considere, por exemplo, uma laje de 7 polegadas de espessura (17,78cm), com os valores de E , ν e k de acordo com a figura 3.3.

Com a carga $P=10.000$ libras (4.536 kg) aplicada no interior da área e distribuída uniformemente sobre um círculo com raio de 4 polegadas (10,16cm) a tensão (dada pela Tabela 3) do trabalho do autor, H.M. Westergaard, "Stresses in Concrete pavements Computed by Theoretical Analysis", Public Roads, vol 7, nº2, April, 1926) é de 319 libras por polegada quadrada (22,43 kg/cm²). Com a mesma carga aplicada em uma borda livre, por exemplo, em uma fratura aberta, a carga for distribuída uniformemente sobre um semicírculo com raio de 4 polegadas (10,16 cm) e com o centro em uma borda, e de mesma espessura, a tensão dada na tabela correspondente é de 494 libras por polegada quadrada (34,74 kg/cm²).

Agora considere uma pequena fissura com a carga aplicada em um lado dela.

Se esta fissura atuar como uma junta perfeitamente articulada, podemos assumir que a metade da carga vertical é transmitida através da junta. Poderemos assumir também que a tensão é aproximadamente dividida ao

meio, isto é, reduzir de 494psi(34,74kg/cm²)para cerca de 247 psi (17,37kg/cm²), mas levando em conta o caráter da ação local imediatamente sob a carga, sempre com a junta atuando idealmente, a redução poderá provavelmente ser menor do que a metade do valor original.

Se a tensão for reduzida para, digamos, 300 psi (21,10kg/cm²), ela ainda seria menor do que a tensão 319 psi (22,43kg/cm²), que é produzida pelo carregamento aplicado no interior, distribuído sobre a área de um círculo cheio com raio de 4 polegadas. O exemplo numérico escolhido é típico. Um exame das planilhas mostra que o caráter mais significativo aplicado geralmente; a saber, é que a tensão da borda livre é apreciavelmente menor que o dobro da tensão correspondente no interior, para a mesma espessura e carregamento.

Não esperamos que a fissura de pequena abertura se comporte exatamente como uma junta articulada, como foi suposto no exemplo numérico. Ainda é provável e normal que a fissura de pequena abertura se comporte de algum modo desta forma, funcionando parcialmente como junta articulada; poderemos concluir que;

- Sob circunstâncias normais as cargas rolantes produzem tensões menores junto a uma fissura estreita do que junto a uma fissura larga, e que a ocorrência de novas fissuras é menos provável começar a partir de uma fissura estreita do que uma fissura larga.
- Conclui-se que é provável e normal que a máxima tensão de flexo-tração em uma fissura estreita não exceda muito a tensão que a mesma carga produz no mesmo ponto antes da fissura aparecer
- Considerações similares se aplicam para as tensões que tendem a produzir fraturamento em cantos. Se um canto é formado no interior por uma fratura começando em outra, e esta fratura tem pequena abertura é provável que as lajes adjacentes sejam capazes de suportar uma outra com alguma extensão pela transferência de forças verticais através das fissuras. Poderemos esperar uma correspondente redução de tensões

devido à carga no canto, se comparada com as tensões que ocorreriam se as bordas que formam o canto fossem livres.

“ As armações mantêm as aberturas das fissuras pequenas”.

No caso de sub-leitos que não são favoráveis, quantias relativamente pequenas de aço de armação posicionadas no topo, no meio, ou em baixo do pavimento tem se mostrado estruturalmente efetivas. As discussões anteriores mostraram a vantagem de se manter as aberturas das fissuras pequenas. Parece que pequenas quantias de armação são capazes de manter as fissuras pouco abertas, como uma regra é a performance da armação que contribue para sua efetividade.

“ As juntas longitudinais reduzem a ocorrência de fissuras muito abertas”.

Se fraturas transversais ocorrerem em um considerável grande número, somente umas poucas poderão abrir bastante, desde que, dado um comprimento de pavimento a distância total coberta pelo concreto não pode variar muito e, no limite, é tomado para a soma das aberturas de todas as fissuras. Por outro lado, se um fraturamento longitudinal ocorre num pavimento não armado ele tenderá a abrir largamente, caso a laje possa escorregar transversalmente.

Em vista da relativa significância do fissuramento longitudinal, parece especialmente desejável antecipar a tendência desta fissura se formar, pela introdução adequada de juntas longitudinais projetando bordas de espessura aumentada nas duas lajes, ou dispondo barras de ligação ou encaixes macho e fêmea, que são formas seguras de projetar para aumentar a resistência da junta ,quando comparadas com a resistência da borda livre de fissuras largas.

“Bordas de extremidade espessadas reduzem o fraturamento”.

As bordas de extremidade espessadas podem ter uma função importante para manter o material do sub-leito no local.

As bordas espessadas podem ser desejáveis porque a probabilidade de falha no suporte do sub-leito é maior na borda que no interior. No caso de um sub-leito uniforme, se considerarmos o pavimento ainda não fraturado, ou um pavimento no qual as fissuras são estreitas e capazes de simular o funcionamento de uma junta articulada, um projeto balanceado necessitará de bordas extremas espessadas. É verdade que se algumas fraturas abrirem largamente ou se for provável que algumas fraturas estreitas, tanto quanto possível, perderem a capacidade de funcionar como juntas articuladas, estas fraturas representarão bordas livres não espessadas, e quando estas bordas são consideradas, o projeto não é mais completamente balanceado. E ainda, o espessamento das bordas extremas implica na eliminação de uma borda desprotegida.

Poderemos esperar, portanto, a diminuição do progresso do fraturamento. Esta redução pode ser computada em anos se as grandes cargas, os impactos fatais ocorrerem somente em raros acidentes.

Parece racional projetar o pavimento com espessura suficiente em todo lugar para fazer raros e improváveis os acidentes de uma carga de impacto causando uma nova fratura que comece aleatoriamente;

o mais provável é que as novas fraturas iniciem de uma borda livre em uma fratura existente.

De qualquer maneira o projeto poderá ser balanceado sobre todas as circunstâncias ou não, o espessamento das bordas extremas permanece uma boa estratégia e é uma maneira racional de prolongar a vida do pavimento por reduzir a probabilidade de novas fraturas por ano.

“As tensões causadas pelas variações de temperatura têm alívio importante quando uma laje de 20 pés (6,10 m) parte-se em duas”.

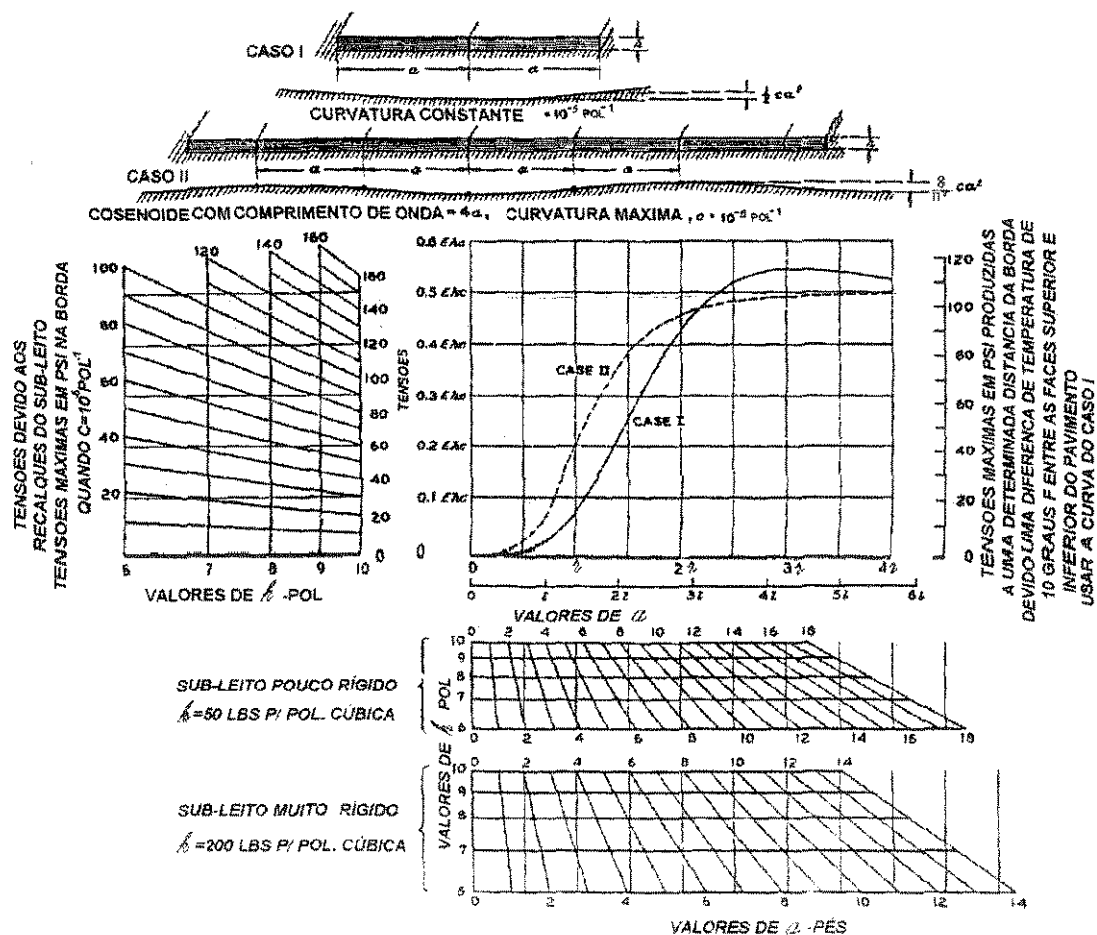


Figura 3.4 - Máximas tensões de flexão devido a mudanças de temperatura e recalques no sub-leito. Valores numéricos assumidos : $E=3000000$ libras por polegada quadrada, $\nu=0,15$; coeficiente de expansão de temperatura $e_t = 0,000006$ por grau Fahrenheit.

A laje de comprimento $2a$, mostradas no topo da figura 3.4 tende a curvar sob a influência da diferença de temperatura entre a parte de cima e de baixo. Se o carregamento se efetuar com completo contato entre a laje e o sub-leito, e se a temperatura variar uniformemente do topo à parte de baixo, a máxima tensão de flexão, calculada à alguma distância da borda do comprimento $2a$ devido à variação de temperatura sozinha, será definida pela curva da figura 3.4, marcada “Caso I”, juntamente com as escalas de baixo e da direita. Os valores numéricos assumidos são: coeficiente de

baixo e da direita. Os valores numéricos assumidos são: coeficiente de dilatação térmica $\alpha_t = 0,000006$ por grau Farenheit; módulo de elasticidade do concreto, $E=3.000.000$ libras por polegada quadrada(210.970kg/cm^2); diferença entre as temperaturas de baixo e cima, $t= 10$ graus Farenheit.

A seguinte conclusão é esboçada: no processo de fraturamento, as lajes se aproveitam da redução de tamanho até um patamar, tanto mais cedo devido à influência das tensões provocadas pelas variações térmicas do que pelas tensões causadas pelas cargas.

As escalas são usadas como na figura 3.1.

A curva mostra claramente o alívio de tensões que ocorre quando a é mudado, por exemplo, de 10 pés(3,05m) para 5 pés(1,53m), isto é, quando o comprimento $2a$ é muda de de 20 pés (6,10m) para 10 pés(3,05m).

“Os recalques do sub-leito podem produzir efeitos similares àqueles causados pelas variações térmicas”.

Podemos descrever as variações no sub-leito em termo da forma que um plano original acima da superfície do sub-leito poderia assumir com o pavimento descarregado se a resistência à flexão do pavimento fosse destruída assim que o pavimento pudesse exercer sempre uma pressão igual ao seu peso próprio.

No caso I, representado no alto da figura 3.4, esta superfície é assumida da forma cilíndrica, com uma pequena e constante curvatura (a curvatura é o recíproco do raio de curvatura) “c”. Observa-se que a mesma tendência de separação entre a laje e o sub-leito existe neste caso, como também no caso da curvatura devido à diferença de temperatura entre a face superior e a inferior.

A curva chamada “Caso I” se aplica, portanto, tanto ao presente caso de recalques do sub-leito quanto ao caso de variação térmica.

As escalas da esquerda foram desenhadas para fornecer a tensão máxima na borda para $E=3.000.000$ libras por polegada (210.970kg/cm^2), $C=10^{-5} \text{ in}^{-1}$ (raio da superfície cilíndrica = $1/C = 10^5$ polegadas = 1,6 milhas=2.54km).

No caso II, na figura 3.4, o topo descarregado do sub-leito é assumido como uma onda cossenoidal com comprimento de onda igual a $4a$.

Quando a curvatura máxima é a mesma do caso precedente, igual a " c ", a equação desta superfície fica:

$$z_0 = \frac{4}{\pi^2} ca^2 \cos \frac{\pi x}{2a} \quad (3.16)$$

Com a continuidade da laje sobre vários comprimentos de onda, e com carga mantendo contato entre a laje e o sub-leito obteremos por derivação dada abaixo a curva tracejada chamada "Caso II".

As mesmas escalas abaixo e à esquerda se aplicam para ambas curvas.

3.2.4- Fórmulas desenvolvidas para cálculo de tensões devido as deformações do sub-leito

Seja z_0 descrevendo a deformação em qualquer ponto da superfície descarregada do sub-leito. Com o contato mantido entre a laje e o sub-leito, a reação do sub-leito por unidade de área é $k(z-z_0)$. Tanto z como z_0 são funções de x (independente da outra coordenada horizontal y), a seguinte equação governa a flexão (retomando a equação 3.1)

$$\frac{Eh^3}{12} \frac{d^4 z}{dx^4} + k z = 0 \quad (\text{equação 3.1})$$

Substituindo z por Δ_z :

$$\frac{Eh^3}{(1-\nu^2) 12} \frac{d^4 z}{dx^4} + k(z-z_0) = 0 \quad (3.17)$$

O módulo de Poisson ν entra nesta equação porque a laje é assumida com largura na direção y .

Pela introdução da quantidade:

$$r = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{3(1-\mu^2)k}} = \ell\sqrt{2} \quad (3.18)$$

onde ℓ é o raio de rigidez elástico para o sub-leito resiliente.

que difere pouco do valor correspondente definido na equação 3.2, a equação 3.17 fica:

$$\frac{r^4}{4} \frac{d^4 z}{dx^4} + z = z_0 \quad (3.19)$$

Por causa do módulo de Poisson, as deflexões não são de fato independentes de y e terminam nas bordas que são paralelas ao eixo dos x . Não serão introduzidas entretanto grandes imprecisões se assumirmos o valor máximo da curvatura, - $\frac{d^2 z}{dx^2}$ seja o mesmo na borda e distante dela a máxima tensão de flexão na borda é calculada tanto no Caso I como no Caso II pela fórmula:

$$\sigma = \pm \frac{Eh}{2} \left[\frac{d^2 z}{dx^2} \right]_{x=0} \quad (3.20)$$

onde z é determinado da equação 3.19.

No Caso I, com $z_0 = -\frac{1}{2}cx^2$, alcançaremos a solução para o caso do empenamento (variação térmica). Portanto, usando a equação 3.20 a tensão máxima na borda é calculada por:

$$\sigma = Eh_c \left[\frac{1}{2} - \frac{\cos\alpha \sinh\alpha + \sin\alpha \cosh\alpha}{\sin 2\alpha + \sin 2\alpha} \right] \quad (3.21)$$

onde $\alpha = \frac{a}{r}$

No caso II, com z_0 definido pela equação 3.16, a seguinte solução satisfaz a equação 3.19:

$$z = \frac{1}{1 + \frac{\pi^4}{64} \frac{r^4}{a^4}} \frac{4ca^2}{\pi^2} \cos \frac{\pi x}{2a} \quad (3.22)$$

A tensão máxima na borda de acordo com a equação 3.20 é:

$$\sigma = \frac{Ehc}{2 + 3,044 \frac{r^4}{a^4}} \quad (3.23)$$

Em termos de tensões devido as deformações do sub-leito as lajes grandes são penalizadas e as pequenas lajes são favorecidas com o aumento de espessura.

Tanto no Caso I como no Caso II, quando a é grande as tensões devido às deformações do sub-leito são aproximadamente proporcionais à espessura da laje.

Escrevendo $a=r\alpha$, $\sigma=E h_c \beta$, poderemos interpretar α e β como coordenadas de cada uma das curvas.

Podemos observar que a taxa de incremento $\frac{d\sigma}{dh}$ é positiva ou negativa, isto é, a laje é penalizada ou favorecida, respectivamente por um aumento de espessura conforme a relação $\frac{\beta}{\alpha}$ seja maior ou menor que $\frac{3}{4} \frac{d\beta}{d\alpha}$.

No Caso I, estas duas quantidades são aproximadamente iguais quando $a=2r$. Com pequenos valores de a , isto é, pequeno tamanho, a laje é aliviada com o aumento da espessura.

Por exemplo:

$$\begin{cases} 2a = 12 \text{ pé s} \\ k = 50 \text{ libras por polegada cú bica} \\ h = 6 \text{ polegadas} \end{cases}$$

Usando o diagrama temos:

$$\begin{cases} a = 1.57 \lambda \\ \sigma = 51 \text{ libras por polegada quadrada} \end{cases}$$

Aumentando h para 8 polegadas(20,32cm) $\sigma = 39$ libras por polegada quadrada(2,74kg/cm²).

Para uma dada deformação o enrijecimento do sub-leito é indesejável.

Um rápido exame da escala horizontal na figura 3.4 mostra que quanto mais rígido o sub-leito, o fator mais severo no pavimento é a deformação dada no sub-leito do tipo do caso II (tanto maior quanto a é menor do que $3r$), e menor é o valor de a correspondente a dada tensão.

3.2.5-Conclusões

As conclusões são resumidas à seguir:

- o pavimento parte-se em peças de pequeno tamanho, possivelmente 4 pés (1,22m), ou menos, se as cargas forem capazes de produzir fraturas sem auxílio das mudanças de temperatura e recalques do sub-leito.

As tensões de flexão devidas as variações térmicas e deformações do sub-leito são dignas de importância quando o tamanho das peças tiver cerca de 10 pés (3,05m).

Se as deformações do sub-leito permanecerem moderadas por um período de anos, haverá razão para esperar que o pavimento não fraturará mais durante este período de anos, desde que os carregamentos não produzam tensões excessivas.

A escolha de pavimentos espessos é indicada pela consideração da frequência provável de fraturas após um certo período de anos.

3.2.6-Estudo da base elástica com carregamento distribuído uniforme.

Este caso foi publicado por M.Hetényi (1946) e tem como objetivo determinar os esforços gerados pelo carregamento uniformemente distribuído em segmentos que conduzam às máximas tensões nos pavimentos.

Rescrevendo a equação diferencial da viga sobre base elástica temos:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -ky \quad (3.24)$$

Substituindo $y = e^{mx}$ em 3.24 obteremos a equação característica:

$$m^4 = -\frac{k}{EI}, \quad (3.25)$$

que tem raízes:

$$\begin{aligned} m_1 = -m_3 &= \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}(1+i) = r(1+i), \\ m_2 = -m_4 &= \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}(-1+i) = r(-1+i), \end{aligned} \quad (3.26)$$

A solução geral de 3.24 toma a forma:

$$A_1 e^{m_1 x} + A_2 e^{m_2 x} + A_3 e^{m_3 x} + A_4 e^{m_4 x} \quad (3.27)$$

onde:

$$r = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad (3.28)$$

Usando :

$$e^{irx} = \cos rx + i \sin rx \quad (3.29)$$

$$e^{-irx} = \cos rx - i \sin rx \quad (3.30)$$

e introduzindo as novas constantes C_1, C_2, C_3 e C_4 onde:

$$(A_1 + A_4) = C_1, \quad i(A_1 - A_4) = C_2, \quad (3.31)$$

$$(A_1 + A_4) = C_1, \quad i(A_1 - A_4) = C_2, \quad (3.31)$$

$$(A_2 + A_3) = C_3, \quad i(A_2 - A_3) = C_4, \quad (3.32)$$

Podemos escrever de forma mais conveniente:

$$y = e^{rx}(C_1 \cos rx + C_2 \sin rx) + e^{-rx}(C_3 \cos rx + C_4 \sin rx) \quad (3.33)$$

Considere uma viga de comprimento ilimitado em ambas as direções (uma viga infinita) sujeita a uma única força concentrada P no ponto O . Devido a aparente simetria da curva de deflexão precisamos considerar somente a metade à direita do ponto O , origem de x , y sistema de coordenadas retangulares.

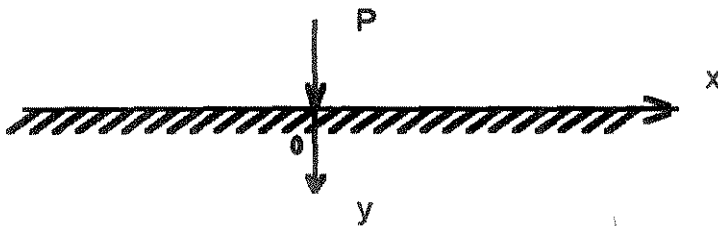


Figura 3.5 - Viga infinita sob a ação de uma carga concentrada P

Anteriormente encontramos que a solução geral para a deflexão da curva de uma viga sujeita a uma carga transversal pode ser escrita pela equação :

$$y = e^{rx}(C_1 \cos rx + C_2 \sin rx) + e^{-rx}(C_3 \cos rx + C_4 \sin rx) \quad (3.34)$$

No presente problema, trabalhando com uma viga de comprimento ilimitado, é razoável assumir que em uma distância infinita do ponto de aplicação da carga, a deflexão da viga deve se aproximar de zero, ou seja, se $x \rightarrow \infty$, então $y \rightarrow 0$. Esta condição pode ser satisfeita somente se na equação

Conseqüentemente a curva de deflexão para a parte à direita ($x > 0$) da viga tomará a forma:

$$y = e^{-rx}(C_3 \cos rx + C_4 \sin rx) \quad (3.35)$$

Da condição de simetria sabemos que:

$$\left[\frac{dy}{dx} \right]_{x=0} = 0 \quad (3.36)$$

que é, $-(C_3 - C_4) = 0$, do qual encontramos $C_3 = C_4 = C$. Esta última constante da equação

$$y = Ce^{-rx}(\cos rx + \sin rx) \quad (3.37)$$

pode ser obtida da consideração de que a soma das forças de reação manterão o equilíbrio com a carga P , ou seja,

$$2 \int_0^{\infty} ky \, dx = P \quad (3.38)$$

Desde que $2kC \int_0^{\infty} e^{-rx}(\cos rx + \sin rx)dx = 2kC(1/r)$, de $2kC(1/r) = P$, obtemos $C = Pr / 2k$ e substituindo-se esta em (c) acima, temos

$$y = \frac{Pr}{2k} e^{-rx} (\cos rx + \sin rx) \quad (3.39)$$

o que dá a curva de deflexão para o lado direito ($x \geq 0$) da viga.

Tomando-se as sucessivas derivadas de y (equação 2.39) em relação a x , obtemos as expressões para θ , M e Q à direita da viga como:

$$\begin{aligned} \frac{dy}{dx} &= \theta = -\frac{Pr^2}{k} e^{-rx} \sin rx \\ -EI \frac{d^2 y}{dx^2} &= M = \frac{P}{4r} e^{-rx} (\cos rx - \sin rx) \\ -EI \frac{d^3 y}{dx^3} &= Q = -\frac{P}{2} e^{-rx} \cos rx \end{aligned} \quad (3.40)$$

Introduzindo-se em (3.40) os símbolos :

$$\begin{aligned} e^{-rx} (\cos rx + \sin rx) &= A_{rx}, & e^{-rx} \sin rx &= B_{rx} \\ e^{-rx} (\cos rx - \sin rx) &= C_{rx}, & e^{-rx} \cos rx &= D_{rx} \end{aligned} \quad (3.41)$$

podemos escrever:

$$\begin{aligned} y &= \frac{Pr}{2k} A_{rx}, \\ \theta &= -\frac{P}{4r} B_{rx}, \\ M &= \frac{P}{4r} C_{rx}, \\ Q &= -\frac{P}{2} D_{rx}, \end{aligned} \quad (3.42)$$

Consideremos uma carga uniformemente distribuída sobre o segmento A-B de uma viga de comprimento infinito e procuremos o efeito deste carregamento em um ponto arbitrário C, cuja distância a da extremidade esquerda da parte carregada e uma distancia b da extremidade direita.

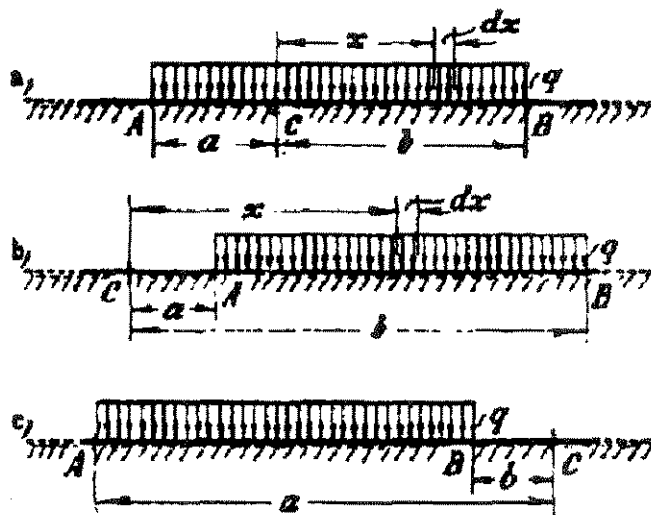


Figura 3.6 - Viga infinita sob ação de carga uniformemente distribuída

O carregamento distribuído pode ser considerado como constituído por infinitos trechos de carga elementar $q \, dx$. A deflexão produzida no ponto C por cada elemento pode ser substituindo $q \, dx$ por P na fórmula:

$$\delta y = \frac{q dx r}{2k} e^{-rx} (\cos rx + \sin rx), \quad (3.43)$$

onde x denota a distância do elemento $q \, dx$ ao ponto C. O total efeito do carregamento distribuído pode ser obtido integrando-se as expressões acima dentro dos limites da parte carregada da viga. Aqui distinguiremos 3 casos baseados nas condições do ponto C: (a) dentro da parte carregada, (b) a esquerda dela, ou (c) à direita dela.

a) Quando o ponto C está sob o carregamento (Figura 3.6.a)

Na Figura 3.6.a a distância a à esquerda pode ser considerada como negativa, então a deflexão do ponto C, dada pela integração de (3.43) será:

$$y_c = \frac{qr}{2k} \left[\int_0^a e^{-rx} (\cos rx + \sin rx) dx + \int_0^b e^{-rx} (\cos rx + \sin rx) dx \right] \quad (3.44)$$

$$= \frac{q}{2k} \left[(1 - e^{-ra} \cos ra) + (1 - e^{-rb} \cos rb) \right]$$

Dessa forma podemos escrever:

$$y_c = \frac{q}{2k} (2 - D_{ra} - D_{rb}) \quad (3.45)$$

De maneira similar, substituindo $q \, dx$ por P em (3.42) e integrando dentro dos limites determinados obtemos expressões de θ , M e Q no ponto C como:

$$\theta_c = \frac{qr}{2k} (A_{ra} - A_{rb})$$

$$M_c = \frac{q}{4r^2} (B_{ra} + B_{rb}) \quad (3.46)$$

$$Q_c = \frac{q}{4r} (C_{ra} - C_{rb})$$

b) Quando o ponto C está à esquerda do carregamento
(Figura 3.6.b)

No problema da Figura 3.6.b ambas as distâncias a e b serão consideradas positivas. Pela convenção de sinais adotada obtemos agora por integração:

$$y_c = \frac{q}{2k} (D_{ra} - D_{rb})$$

$$\theta_c = \frac{qr}{2k} (A_{ra} - A_{rb})$$
(3.47)

$$M_c = \frac{q}{4k^2} (B_{ra} - B_{rb})$$

$$Q_c = \frac{q}{4r} (C_{ra} - C_{rb})$$

c) Quando o Ponto C está à direita do carregamento (Figura 3.6.c)

Fórmulas para a situação da Figura 3.6.c podem ser obtidas das expressões anteriores (3.47), e além disso, invertendo os sinais de θ e Q como feito no caso do carregamento concentrado.

Deste modo obtemos para o ponto C:

$$y_c = -\frac{q}{2k} (D_{ra} - D_{rb})$$

$$\theta_c = \frac{qr}{2k} (A_{ra} - A_{rb})$$
(3.48)

$$M_c = -\frac{q}{4k^2} (B_{ra} - B_{rb})$$

$$Q_c = \frac{q}{4r} (C_{ra} - C_{rb})$$

A precisão das fórmulas derivadas para as 3 diferentes posições do ponto C podem ser checadas pela substituição de $a=0$ e $b=1$ em (3.45), (3.46) e (3.47) e dessa forma obtemos expressões para o ponto A:

$$y_A = \frac{q}{2k} (1 - D_n)$$

$$\theta_A = \frac{qr}{2k} (1 - A_n)$$

(3.49)

$$M_A = \frac{q}{4r^2} B_n$$

$$Q_A = \frac{q}{4k} (1 - C_n)$$

De (3.45), (3.46) e (3.48), pela substituição de $b=0$ e $a=1$, obtemos, em ambos os casos a mesma expressão para o ponto B:

$$y_B = \frac{q}{2k} (1 - D_n)$$

$$\theta_B = -\frac{qr}{2k} (1 - A_n)$$

(3.50)

$$M_B = \frac{q}{4r^2} B_n$$

$$Q_B = \frac{q}{4k} (1 - C_n)$$

IV

PATOLOGIA DOS PAVIMENTOS

4.1 - Introdução

A utilização de pavimentos de concreto em edificações é corrente, e abrange os diversos tipos de edificações, sejam residenciais ,comerciais, industriais e os edifícios públicos.

Durante anos, os pavimentos para edificações construídos sobre o solo foram executados de maneira empírica , conforme métodos desenvolvidos essencialmente pela experiência individual dos construtores, e somente os pavimentos rodoviários e aeroportuários tem recebido um tratamento normalizado. Em decorrência deste fato os pavimentos destinados às edificações tem apresentado uma patologia sistemática, com ênfase especial para os pavimentos descobertos, como os pátios de estacionamento, postos de gasolina e as quadras de esportes, onde a ação dos agentes atmosféricos tem levados os pavimentos a alcançar os estados limites de utilização precocemente ,muitas vezes comprometendo a sua utilização normal, e ainda quando os materiais envolvidos na construção estão longe de atingir os estados limites últimos individualmente.

4.2 - Defeitos dos pavimentos

Abaixo relacionam-se os defeitos que tem sido frequentemente observados, em médio prazo, nos pavimentos construídos conforme os métodos tradicionais. Foram aqui excluídos os casos de má execução de serviços.

- perda da planidade superficial devido ao encurvamento dos painéis.
- fissuras em vários locais,
- descolamento da placa da base;
- esburacamento da superfície
- rugosidade superficial inadequada;
- aspecto estético desagradável das juntas;
- ruptura do lastro de brita (forma, ou sub base) junto às bordas extremas

A caracterização dos defeitos e sua classificação foram sintetizados na tabela 4.1 .

Tabela 4.1-Defeitos dos pavimentos.

Sub-leito	Deformações excessivas do solo	- Compressibilidade - Compactação - Solapamento
Forma		- Compactação - Drenagem
Corpo do pavimento	- Fissuras por retração	- Diferencial - Restrição à retração por atrito da sub-base
	- Fissuras estruturais	-Rupturas por flexo-tração
	- Fissuras de origem térmica	
	- Esborcinamento de juntas	
Superficial	- Planidade	- Regularidade
	- Integridade superficial	- Desgaste devido à abrasão

4.3. Problemas relativos aos Sub-leito

Os problemas ligados ao sub-leito são normalmente ligados à três fatores:

4.3.1. Compressibilidade excessiva do sub-leito

Nos sub-leitos sobre terrenos excessivamente compressíveis os efeitos danosos poderão ser evitados pela substituição do solo, tratamento do solo, ou estruturação do pavimento.

Envolvem normalmente três fatores:

- a) Permeabilidade
- b) Compressibilidade
- c) Resistência ao cisalhamento do solo

4.3.2. - Compactação

A compactação deficiente é freqüentemente causa de recalques

4.3.3 - Solapamento do solo de base

O solapamento do sub-leito por deficiência de drenagem da fôrma, ocorre em solos impermeáveis devido à infiltração de águas pluviais pelas juntas e pode causar recalques diferenciais provocando desnivelamento dos painéis.

4.4 - Defeitos relativos à fôrma

4.4.1. - Compactação da fôrma

A compactação deficiente pode originar recalques residuais

4.4.2 - Deficiência de drenagem da fôrma

Pode acarretar o desnivelamento dos painéis devido ao solapamento do solo do sub-leito, no caso de solos impermeáveis.

Pode ser erodida e vítima de bombeamento de finos gerando vazios sobre o pavimento, obrigando a placa a fletir em balanço nas bordas e cantos, e sob vão nas regiões centrais causando fissuras e ruptura da placa.

Pode aumentar consideravelmente o empenamento do painel devido ao retardamento da secagem da face inferior da placa e provocar o aumento da retração diferencial.

4.5. - Defeitos relativos ao corpo do pavimento

4.5.1. - Fissuras estruturais

As fissuras estruturais são devidas a ruptura por flexo-tração do concreto do pavimento.

Normalmente são comuns 2 tipos de ruptura estrutural em que carregamentos repetidos poderão ampliar as falhas

4.5.1.1. - Ruptura por falha do sub-leito

Podem ser basicamente de dois tipos:

- Existência de pontos de reação localizada
- Existência de áreas de baixa resistência para carregamentos contínuos

4.5.1.2. - Ruptura por excesso de carga

Tráfego de carga acima da especificação

4.5.2 - Fissuras devido à retração

Fissuras de retração ocorrem por causa das mudanças volumétricas normais associadas com a secagem

Visto que quanto menor for a quantidade de água misturada inicialmente ao concreto menor secagem é necessária, se todos os outros fatores forem iguais, a mistura mais úmida implicará em mais retração e produzirá maior fissuração.

Uma vez que o concreto normal pode se alongar cerca de 0.17 mm/m sem fissurar e a retração normal produz encurtamentos da ordem de 0.50 mm/m ($\pm 25\%$), a fissuração é virtualmente inevitável.

A diferença entre a elasticidade e a retração do concreto determina as dimensões das áreas de fraturas que precisam aparecer.

Já que as fissuras de retração são causadas pelo processo de secagem, elas (exceto trincas estruturais) aparecerão logo após a conclusão do processo de secagem.

Uma exceção poderia existir quando uma fissura estrutural acompanhar o plano enfraquecido da fissura de retração. Uma regra de bolso para analogia do processo de secagem (e o fissuramento associado) é que cerca de 30% da secagem normalmente ocorre nos primeiros 30 dias, 60% nos primeiros seis meses e 90% no primeiro ano.

tabela 4.2-Cronograma de secagem dos pavimentos(cf.bibliograf.10).

Tempo	Porcentagem de secagem
Primeiros 30 dias	30%
Primeiros 60 dias	60%
Primeiro ano	90%

4.5.2.1 - Fissuras por retração diferencial

A retração diferencial pode ser provocada por condições de secagem diferenciais entre o fundo e a face superior do pavimento

Neste processo são criadas tensões suficientes para causar o empenamento da placa e parte desta tensão é aliviada por fissuramento superficial.

As figuras 4.1 abaixo mostram quatro esquemas típicos: no esquema 1 o canto levantado em balanço não resiste aos esforços; no esquema 2 há fissuração superficial.No esquema 3 as fissuras lineares paralelas e à pequena distância da junta ,quando em presença de uma armação positiva contínua,são provocadas pelo arrancamento progressivo do concreto devido à restrição imposta pela armadura,sob efeito de impactos rompe por momento negativo na sua borda.No esquema 4 há concentração de tensões nos cantos.

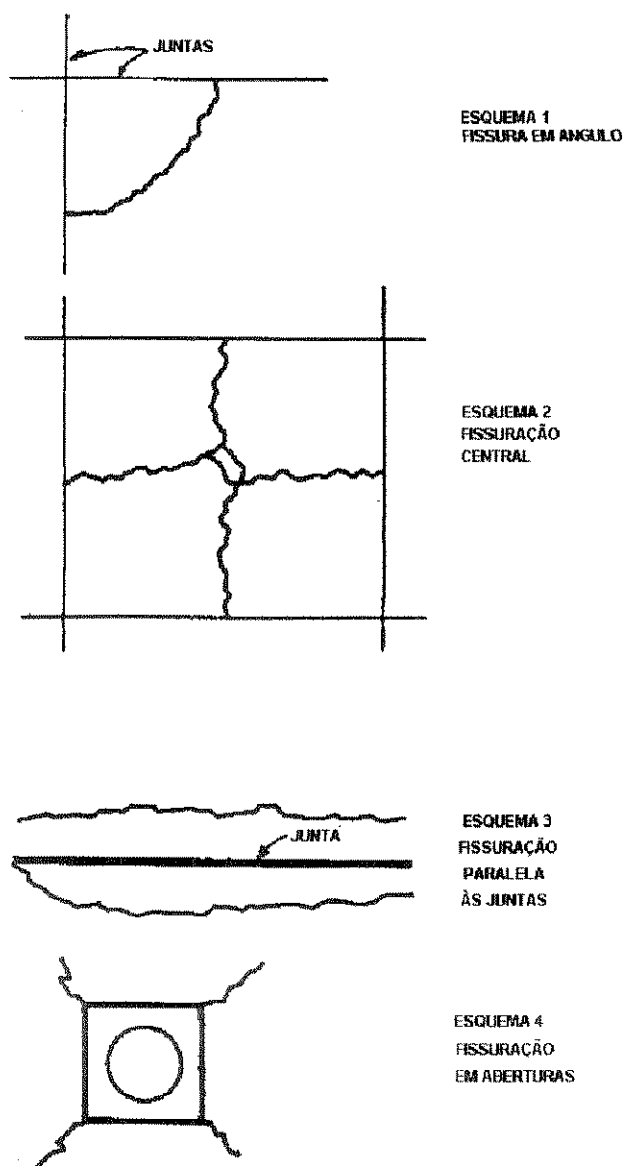


Figura 4.1-Esquema típico de fissuração dos pavimentos.(cf.ref.9)

4.5.2.2 - Fissuras por retração devido ao atrito com a fôrma

O atrito do pavimento com a fôrma restringe a contração por retração da placa e provoca uma tensão máxima de tração no meio da placa, e gera uma fissura transversal linear no meio da placa.

4.5.3 - Fissuras de origem térmica

O gradiente térmico provoca tensões que podem causar fissuras.

É comum aparecerem fissuras deste tipo logo após a concretagem e antes que qualquer outro carregamento se manifeste.

4.5.4. - Esborcinamentos ou lascamentos

As fissuras são sujeitas a lascamentos quando submetidas ao tráfego, isto é verdadeiro para ambos tipos de fissuras, estruturais e de retração.

Os lascamentos tendem a ocorrer mais rapidamente com fissuras mais abertas, porque os efeitos de equipamentos rolantes são mais severos quando eles precisam saltar um grande intervalo.

Apesar do efeito da abertura da fissura no lascamento ser afetada por fatores como a velocidade do veículo, a dureza e o diâmetro das rodas, e o carregamento. Uma regra geral de bolso é que sob a maioria das condições de tráfego, as fissuras cujas aberturas permanecem menores do que 0.4 mm não são suscetíveis de lascar.

4.6 - Defeitos de superfície

4.6.1. - Planidade

Vale a pena ressaltar alguns problemas relacionados com as irregularidades da superfície em edificações segundo a sua utilização:

- **Para edifícios industriais**

- os armazéns com estantes de armazenagem altas (até 14 m de altura), tem problemas de excesso de inclinação (figura 4.2)

- Os corredores de tráfego de empilhadeiras garfo para pallets em armazéns não aceitam ondulações, visto que as mesmas forçam as empilhadeiras a chocarem-se com as estantes.

- **Para pátios de estacionamento**

- empoçamentos exagerados.

- desconforto no veículo.

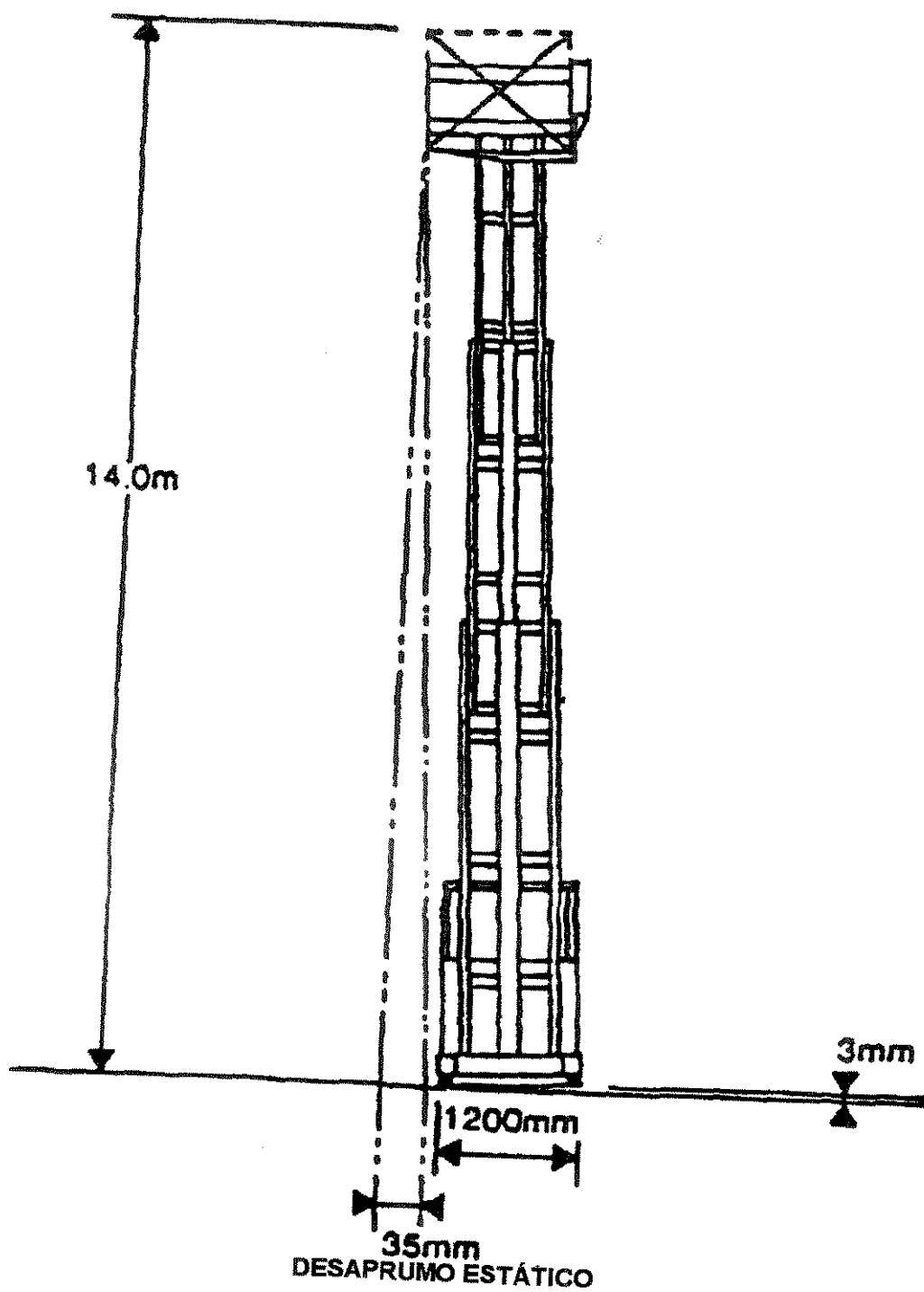


Figura 4.2 - Relação entre planidade e desaprumo.

- Para quadras de esporte
- inadequação para o uso
- empoçamentos exagerados

4.6.2. - Integridade Superficial

4.6.2.1. - Introdução

A integridade superficial pode ser vista sob dois aspectos importantes: o desgaste superficial por abrasão e as adequações da superfície à sua utilização

4.6.2.2 - Desgaste superficial por abrasão

A resistência à abrasão é uma das mais importantes propriedades do pavimento de concreto. O regime abrasivo imposto aos pavimentos variam consideravelmente dependendo do tipo de tráfego das operações realizadas no edifício. Muitas fábricas e indústrias pesadas criam condições muito mais severas que as das indústrias leves e armazéns.

Alguns pavimentos estão submetidos a regimes severos como o das rodas metálicas, arraste de pallets, impacto de queda de objeto, etc. Outros estão sujeitos somente ao tráfego de pedestres e pneus de borracha.

A abrasão pode ser considerada como a ruptura por esmagamento da superfície do concreto. Esta superfície é composta por uma argamassa que tem cimento, areia, água, um aditivo talvez e ar. Quanto mais resistente este nível de argamassa, mais alta será a resistência à abrasão deste pavimento. Quando cerca de 1 mm tiver sido desgastado pela abrasão o pavimento pode ser considerado inapto em termos de resistência à abrasão.

Quatro fatores principais que influenciam na resistência dos pavimentos de concreto são reconhecidos:

- a) a qualidade do concreto.
- b) o método de acabamento da superfície.
- c) a cura da superfície.
- d) o tipo de tratamento de superfície, se tiver, aplicado ao pavimento.

4.6.2.2.1 - Qualidade do concreto

A boa qualidade do concreto é essencial para alcançar uma alta resistência à abrasão. A qualidade do concreto cobre um número de aspectos mas todos pontos de pesquisa estão dirigidos a uma correlação direta entre resistência à compressão e resistência à abrasão. O conteúdo de cimento da mistura, fator água-cimento, o tipo e graduação da areia, o tipo de agregado graúdo, o tipo de aditivo usado (se houver) e a porosidade do concreto, todos têm grande influência na capacidade geral de carga do pavimento

4.6.2.2.2. - Acabamento superficial

No processo de lançamento, adensamento e nivelamento do concreto, um grau de segregação tende a ocorrer e uma certa quantidade de água passa a exsudar para a superfície e diluir o cimento criando um nível de nata de cimento. Se nenhuma, a operação for executada esta camada de nata será muito fraca e quebradiça; tão fraca que poderá ser esmagada com a pressão dos dedos. Isto pode ocorrer sempre, mesmo que o concreto possa ter alto teor de cimento, uma fator água/cimento adequado e uma areia de boa qualidade. Acabamento de superfície adicional é portanto essencial tanto para remover esta camada fraca quanto para transforma-lo em um material duro de alta resistência que alcance a necessária resistência à abrasão.

Para alcançar o efeito desejado utiliza-se o método de remover a camada de nata por polimento conhecido como " Power grinding ", técnica descrita na

publicação da Cement and Concrete Association - "Concrete ground floors, their design, construction and finish (1986)".

4.6.2.2.3 - A cura

A superfície do pavimento precisa ser curada de forma que a face superior ganhe o máximo de resistência tanto quanto possível. A cura é mais importante para pavimentos de concreto porque a superfície pode secar muito rapidamente se não for coberta para prevenir a evaporação de água. A secagem pode começar em poucas horas; o processo de hidratação - a reação do cimento com a água - cessará quando a superfície secar de forma tal que a mesma não ganhe nenhuma resistência adicional. Se isto acontecer, a maior parte de toda resistência potencial da matriz de argamassa superficial será perdida e o pavimento terá uma pobre resistência à abrasão. Curar através da cobertura com um lençol de polietileno ou outra lâmina plástica por um período mínimo de sete dias é preferível, pois irá produzir um notável acréscimo na resistência à abrasão quando comparada com um concreto não curado. Cura por meio de agentes de cura é também muito efetiva e a resina poderá ela mesma impregnar a superfície da estrutura porosa para aumentar a resistência à abrasão

4.6.2.2.4 - Tratamentos superficiais

Tratamentos com aplicação de resinas de poliuretano, acrílica e epóxica são capazes de aumentar a resistência à abrasão.

- Endurecedores de superfície baseados em silicatos de sódio ou zinco, ou magnésio sílico-fluoridos, produzem uma superfície vitrificada.



NORMAS DE CONCEPÇÃO

5.1- Introdução

A pesquisa prossegue com a transcrição das Normas publicadas nos "Annales de L'Institut Technique du Batiment et de Travaux Publics" nº 482 - Mars-Avril 1990- Série Gros Ceuvre 37 - Travaux de Dallage - regles professionnelles- pag 55 a 82".

As citações feitas às DTU referem-se às Normas Francesas Específicas (Documentos Normativos Franceses)

O primeiro texto relativo à construção de pavimentos em Edifícios foi publicado em 1975 pela Union Nationale de la Maçonnerie (UNM).

Foram feitas mais tarde duas atualizações sucessivas em 1980 e 1984 publicadas pelos Annales de L'Institut Technique du Batiment et de Travaux Publics (ITBTP) de Paris..

O presente trabalho contribui notoriamente pelo capítulo "Règles de Calcul", que estão em conformidade com as normas BAEL (Normas francesas para Cálculo de Concreto Armado) e suas prescrições relativas às câmaras frigoríficas. São particularmente interessantes o tratamento dado ao acabamento e aos revestimentos.

As tabelas fornecem as tensões máximas permitidas sob carregamento distribuído e leva em conta a experiência dos profissionais.

Desta forma este documento contribuirá para reduzir a desorientação existente para este tipo de obra.

-Definições

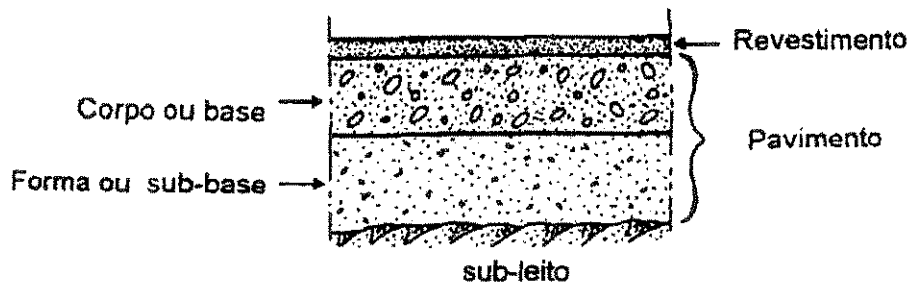


Figura 5.1 - Definições

Chamaremos de:

Corpo do Pavimento ou Base

A uma construção plana de grande superfície e pequena espessura que se apoia sobre o solo, ao qual são transmitidas as ações que lhes são aplicadas.

Este tipo de obra pode ser considerada como uma fundação superficial submetida aos esforços do seu próprio carregamento.

Fôrma ou Sub-base

A fôrma é constituída por uma certa espessura de material granular, escolhido e disposto de maneira a formar um berço, sobre o qual será executado o corpo do pavimento.

Pavimento

Conjunto formado pelo corpo do pavimento e a fôrma.

Acabamento da Fôrma

Operação destinada à obter as cotas de nivelamento da face inferior do corpo do pavimento.

Acabamento do Pavimento

Operação destinada à obter as cotas de nível da superfície do pavimento.

Revestimento

Material aplicado sobre o pavimento após seu acabamento.

5.1.1 - Objetivo

Este capítulo tem por objetivo dar aos projetistas e construtores as indicações que lhes sirvam de referência para a concepção dos diferentes elementos constituintes dos pavimentos apoiados sobre o solo, através da observação das definições do parágrafo 6.1.4 -(coeficientes de segurança).

5.1.2 - Acabamentos e Revestimentos

5.1.2.1 - Acabamentos

A superfície dos pavimentos pode ser objeto de um dos quatro tipos mais comuns de acabamento normalmente utilizados sobre o concreto, conforme a qualidade desejada.

Eles são:

- a. **Acabamento do concreto desempenado**, executado pelo desempenho do concreto com o uso de uma régua.
- b. **Acabamento dado diretamente na superfície do concreto**, executado com alisamento manual ou mecânico, com ou sem pulverização à seco de agregados de alta resistência mecânica.
- c. **Acabamento com camada incorporada à seco**, sob forma de argamassa ou micro-argamassa especial em pasta, executadas após a pega do concreto, com alisamento manual ou mecânico.
- d. **Acabamento com camada aplicada junto com o concreto**, executada antes da pega do concreto, desempenada à régua, alisada e polida.

O emprego de um produto para cura é recomendável, salvo nos casos em que haja incompatibilidade com o revestimento ou tratamento posterior.

5.1.2.2 - Revestimentos

A - Revestimentos Tradicionais

Os revestimentos tradicionais são chumbados ou colados sobre o concreto previamente desempenado e endurecido (tipo de acabamento a) acima referido). Eles são de diversos tipos, podem ser os de camada aplicada diretamente, os ladrilhos assentados conforme norma DTU nº 52.1, os revestimentos plásticos finos, os parquetes mosaicos colados (DTU 51.2).

B - Revestimentos Especiais

Os revestimentos especiais são destinados sobretudo aos pavimentos industriais. Podem ser classificados em três categorias conforme as exigências de resistência predominantes, escolhidas em função do tipo de uso à que será submetido, podendo ou não estar combinadas.

- Revestimentos com resistência mecânica predominante: abrasão, polimento, choque, puncionamento, etc.
- Revestimentos com resistência física predominante: choque térmico, frio, calor.
- Revestimentos com resistência química predominante: ácidos, bases, solventes, óleos e graxas.

5.1.3 - Dados de Base

O projetista, com as informações do contratante, precisa definir os procedimentos para a coleta de dados. A saber: as zonas de circulação, de estocagem, etc, assim como as cargas instantâneas ou de longa duração que serão aplicadas ao pavimento.

Serão indicadas as características do material de estocagem e das máquinas de manutenção:

- Carga por roda e disposição das rodas, carga por pé de estantes e disposição das estantes.
- Número de passagens por dia e velocidade.
- Natureza das faixas de rolamento.
- As dimensões das superfícies de impacto e também as tolerâncias de deformações relativas admissíveis do pavimento, medidas em uma área unitária de 3m x 3m, tendo em conta as exigências do sistema construtivo da obra (flecha admissível relativa a um certo comprimento definido, recalque diferencial admissível).

Deverão ser definidas as tolerâncias de execução que dizem respeito às cotas de nível, horizontalidade e planidade (flecha sob régua de 2m e de 0,20m)

Na falta de dados precisos fornecidos pelos "Documents Particuliers du Marché"-D.P.M.(norma francesa). Aplicaremos as tolerâncias definidas no parágrafo 6.3.4. (Tolerâncias)

Deverá fazer parte dos dados do projeto o resultado das sondagens de reconhecimento do subsolo.

O projetista observará a limitação das cargas de serviço levadas em consideração durante o estudo.

5.2 - Reconhecimento dos Solos

5.2.1 - Configuração e Natureza dos Solos

O reconhecimento compreende duas fases: investigação preliminar e o reconhecimento geotécnico. (Consultar DTU 11.1).

A investigação preliminar ficará à cargo do construtor.

5.2.1.1 - A Investigação Preliminar

Ela é constituída essencialmente de uma visita ao local para levantamento de dados sobre o terreno.

As informações podem proceder de diversas fontes:

- Investigação local à partir de precedentes de edifícios vizinhos, de poços da região;
- Estudo geológico: carta geológica, exame de afloramentos, arquivos diversos.

Os resultados desta investigação são meramente indicativos no que se refere ao comportamento mecânico das camadas e suas configurações (espessura, sucessão, etc.) e deverão permitir orientar a natureza e extensão do reconhecimento geotécnico.

5.2.1.2 - O Reconhecimento Geotécnico

O reconhecimento geotécnico deverá permitir o conhecimento da estrutura do terreno e vizinhança da obra a construir (natureza do solo, geometria das camadas, controle de homogeneidade, regime hidráulico, cavidades subterrâneas), e das características quantitativas do solo e dos futuros recalques que o pavimento suportará.

Em caso de aterros, o reconhecimento geotécnico não poderá ser terminado antes da execução das camadas (controle tecnológico do aterro).

5.2.2 - Natureza dos ensaios em função do tipo de pavimento utilizado

5.2.2.1 - Pavimentos utilizados em habitações

Refere-se ao estudo feito para as fundações da obra.

A escolha e o número de ensaios ou sondagens variam com a importância obra.

Serão realizados em princípio:

- para conjunto isolado, três pontos de reconhecimento
- para conjuntos em faixas, um ponto a cada 25 m
- nos conjuntos com mais de 20.000 m² de pavimentos, um ponto de sondagem para cada 2.500 m².

A presença de uma camada compressível sob o pavimento poderá originar recalques de consolidação importantes. Neste caso é necessário

portanto conhecer o valor do recalque, determinado normalmente por ensaios edométricos sobre as amostras indeformadas ou por ensaios pressiométricos.

5.2.2.2 - Pavimentos para uso industrial

Os ensaios "in situ" podem ser insuficientes.

Poderá ser necessária uma bateria de reconhecimento por sondagem com extração de amostras.

O número e profundidade das sondagens dependem da área do edifício, da natureza e importância das cargas, da heterogeneidade do solo e da presença eventual de anomalias tais como cavidades subterrâneas, minas, etc.

"A exploração do subsolo poderá requerer a extração de amostras e ensaios destrutivos."

Nos casos de cargas permanentes pesadas, um estudo da superfície do solo é insuficiente. Ele deverá ser completado por um estudo em profundidade.

O reconhecimento será constituído pela indicação das camadas superiores do solo e diversos ensaios:

- densidade seca e úmida;
- teor de água W ;
- os limites d'Atteberg WL e WP ;
- os módulos mínimos de Westergaard; K
- a presença no solo de elementos naturais ou artificiais suscetíveis de inchamento, em particular no caso de adição de aglomerantes hidráulicos.

Os dois casos descritos a seguir apresentam a influência de diversas ações sobre o pavimento, atingindo ou não camadas inferiores compressíveis.

5.2.2.2 a - Caso onde as camadas compressíveis suportam a influência das ações sobre o pavimento

O reconhecimento detalhado das camadas é necessário e compreenderá notadamente os ensaios de compressibilidade (ensaios edométricos, pressiométricos, penetrométricos).

O resultado destes ensaios serão levados em conta o para a escolha do método de projeto de pavimentos apresentados no capítuloVII.

5.2.2.2b - Caso onde não existem camadas compressíveis

Os ensaios de placas poderão ser suficientes.O capítuloVII indica como interpretar os resultados destes ensaios.

Em princípio esses ensaios serão efetuados:

- *para cargas concentradas ;sobre a fôrma*
- *para cargas distribuídas ;sobre e sob a fôrma.*

5.2.3 - Regime de águas

No tocante ao que depender essencialmente das precipitações, o regime de águas está correlacionado à situação do terreno com respeito aos cursos d'água e às suas bacias de contribuição.

Ele deverá ser examinado sob dois pontos de vista, das águas superficiais, e das águas telúricas, quer dizer subterrâneas.

5.2.3.1 - Águas superficiais

É necessário conhecer sua intensidade, sua direção e seu sentido. Serão consultados os boletins estatísticos Deverão sobretudo ser levados em conta os últimos valores referentes às chuvas de tempestade.

“Deverão também ser consultados os mapas do local 1/50.000 ou as cartas 1/25.000 ou 1/20.000, onde estão traçadas as curvas de nível, de modo a conhecer o percurso das águas”.

Associadas à permeabilidade do solo todas estas informações permitirão prever as obras de saneamento, drenagem do terreno, rede de águas pluviais, assim como a implantação dos trabalhos de limpeza pública e o tamanho dos espaços verdes.

5.2.3.2 - Águas telúricas

O nível do lençol freático não é geralmente constante.

Ele poderá variar bastante e atingir durante certos períodos do ano uma cota vizinha daquela do terreno natural. Essas variações provocam

modificações do teor de água do terreno, que influirão no seu adensamento. Elas são portanto prejudiciais à estabilidade do terrapleno. Segundo a importância do terreno a reconhecer o nível do lençol freático poderá ser medido seja por meio de poços no terreno, onde a profundidade geralmente não ultrapassa 2 m, aproximadamente, seja pela colocação de tubos em buracos abertos formando piezômetros através dos quais levantamos o nível regularmente durante um ciclo sazonal completo, e não somente durante o período das águas, por exemplo.

Convém notar que a presença de pavimentos, que modificam localizadamente as condições de equilíbrio da água, pode fazer provocar a variação do teor de água do solo e alterar o seu comportamento (inchamento...).

5.2.3.3 - Terrenos inundáveis

Os terrenos inundáveis estão nas cheias dos cursos de água e não poderão receber pavimentos sobre o terrapleno sem que sejam feitas obras especiais para proteger a fôrma do pavimento contra a erosão das águas e o pavimento contra a sub-pressão.

5.2.4 - Homogeneidade do Solo

Os ensaios de penetração estática e dinâmica parecem ser os melhores meios de reconhecer a heterogeneidade do solo.

Deveremos evitar implantar o pavimento sobre os seguintes solos, a menos que se organizem em estudos específicos para cada caso:

- solos moles que contém fragmentos de rochas, que constituem pontos de reação localizada.

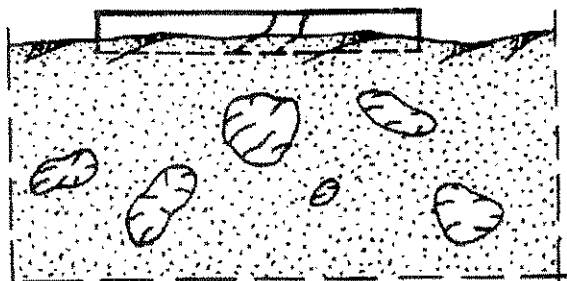


Figura 5.2 - Presença de Pontos de reação localizada (Matações Rochosas).

- Solos que contenham cavidades.
- Solos de naturezas diferentes que possam ocasionar grandes recalques diferenciais, incompatíveis com as características do pavimento à construir.

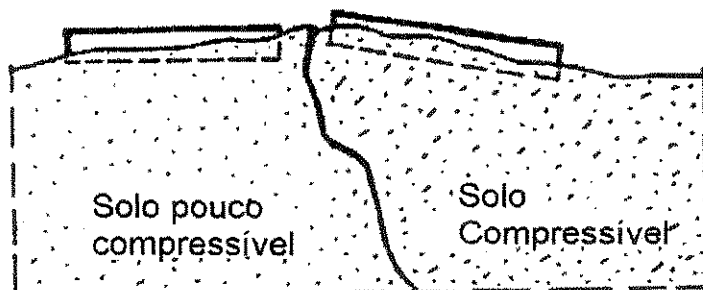


Figura 5.3 - Solos de natureza diferente.

- Solos constituídos por entulhos não selecionados, não consolidados, ou solos moles (lodos, solos orgânicos) ou os materiais evolutivos.
- Solos expansivos.

5.2.5 - Vegetação

Toda modificação por supressão ou adição de vegetação influe sobre o teor de água dos solos argilosos, siltosos ou arenosos. Ou, na vizinhança da obra, uma modificação no teor de água se traduz frequentemente por movimentos do solo (adensamentos ou inchamentos).

Nos terrenos arborizados, todo desmatamento, ou destocamento deverá ser seguido de um reparo do solo e de uma compactação cuidadosa por meio de máquinas.

A zona de ação das raízes das vegetações nas vizinhanças do pavimento serão objeto de atenção.

A presença de um agrônomo pode ser útil no caso de grandes projetos.

5.3 - Pavimentos usados em habitações

5.3.1 - Drenagem

A drenagem será estudada conforme a norma DTU 20.1, para permitir sanear o solo nas vizinhanças das fundações de maneira a evitar as ascensões capilares junto às alvenarias.

É conveniente localizar os drenos à uma profundidade média correspondente ao o nível onde queremos manter o lençol de água subterrânea, levando em conta a linha de carga. De fato, isto conduz a colocação dos drenos num nível pouco inferior à cota mais baixa das fundações.

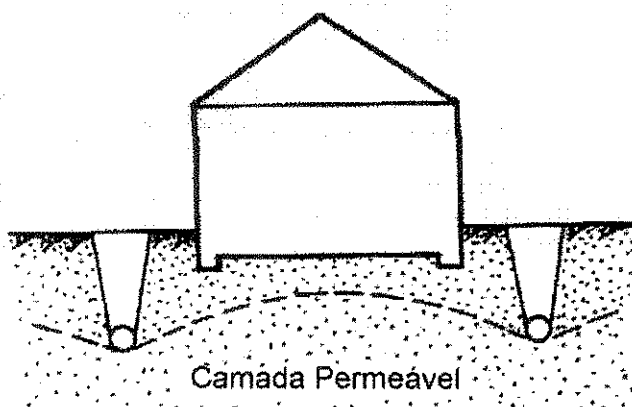


Figura 5.4 - Conjunto de drenagem.

Um dreno é eficaz se ele estiver instalado em um solo permeável. Portanto, poderá haver casos onde o nível de colocação do dreno é imposto pela camada impermeável subjacente, e não pela base da fundação (figura 5.5).

A parede exterior do embasamento será recoberta por um revestimento impermeável (consultar D.T.U. 20.1)

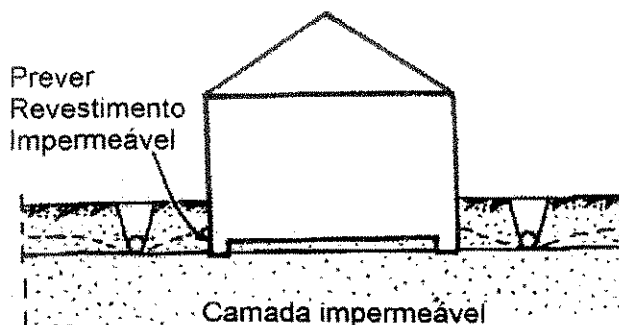


Figura 5.5 - Profundidade dos drenos impostos pelo nível da camada impermeável..

A distância entre drenos é condicionada pela permeabilidade do solo. Ela não depende de seu teor d'água. Quanto mais permeável é o solo *maior pode ser a distância entre drenos.*

Na falta de outros dados poderemos adotar as seguintes distâncias entre os drenos:

- terrenos compactos argilosos - 8 a 12 m

- *terrenos siltosos - 12 a 16 m*
- *terrenos arenosos - 16 a 20 m*

No caso de existir construções nas vizinhanças da rede, é conveniente estudar a influência do rebaixamento do lençol sobre a estabilidade destas construções.

5.3.2 - Fôrma ou sub-base

A forma constitui o berço do pavimento. Ela se interpõe entre o pavimento e o solo em questão. Segundo o tipo de solo, a fôrma pode ser dispensada. É no caso dos solos rochosos ou pedregulhos em lugar perfeitamente seco e são pode-se construir direto o pavimento após uma simples escarificação superficial sem uma fôrma.

Éste é um caso relativamente excepcional, e deveremos normalmente prever uma fôrma.

5.4 - Pavimentos industriais

5.4.1 - Escolha do tipo de pavimento

O projetista deverá definir o tipo de pavimento a usar, que poderá ser, à saber:

- pavimento rígido (armado ou não)
- pavimento flexível

A escolha é essencialmente condicionada por:

- as tolerâncias de deformação e fissuração admissíveis
- a natureza da investigação

5.4.2 - Drenagem

A drenagem tem por objetivo evitar a deteriorização da fôrma pelas águas correntes superficiais.

Uma drenagem periférica é geralmente suficiente para atingir este objetivo (consultar DTU 20.1)

No caso onde o lençol freático pode atingir um nível superior ao do pavimento, este último deverá ser tratado como uma obra submersa (consultar DTU 14.1).

5.4.3 - Fôrma ou sub-base

As camadas à compactar são divididas em espessuras regulares.

Na ausência de estudos particulares, a espessura de cada camada à compactar está compreendida entre 0,15 e 0,35 m.

Tomaremos como referência as recomendações para os aterros rodoviários "Setra LCPC" de Jan 1976 e outubro de 1981(normas francesas).

5.4.4 - Corpo do pavimento

O pavimento, que pode ser exterior ou interior, apresenta sempre variação de dimensões no plano e em nível. Em particular, as variações dimensionais devido à retração hidráulica devem ser limitadas pela construção de juntas.

5.4.5 - Juntas

A junta é um espaço compreendido entre duas partes da construção. Ela tem por objetivo limitar a fissuração do pavimento ocasionada pelos efeitos da retração, das variações térmicas, dos recalques diferenciais ou do modo do construção.

5.4.5.1 - Junta de retração

Esta junta tem por objetivo dirigir a fissuração devido à retração do concreto. Ela pode ser executada por meio de um corte por serra com profundidade de $\frac{1}{4}$ da espessura do corpo do pavimento ou pela introdução de um dispositivo incorporado no concreto fresco, por exemplo.

5.4.5.2 - Junta de dilatação(ou contração)

Esta junta serve para compensar as variações dimensionais do pavimento. Ela tem um papel distinto da junta de retração e vem em

complemento dela, visto que aquela é necessária. Desde que as variações lineares do corpo do pavimentos possam se efetuar livremente, as juntas de dilatação podem ser dispensadas.

Em particular, desde que as variações térmicas entre a hora da moldagem e o uso do pavimento não ultrapassem 30°C, a junta de dilatação não é necessária.

5.4.5.3 - Junta de isolação

Tem por objetivo separar o pavimento de outros elementos da construção que possam trabalhar diferencialmente. É necessário separar toda espessura do pavimento.

5.4.5.4 - Junta de construção

Esta junta é criada pelo método construtivo. Ela poderá, simultaneamente, fazer também o papel de uma das três juntas descritas anteriormente.

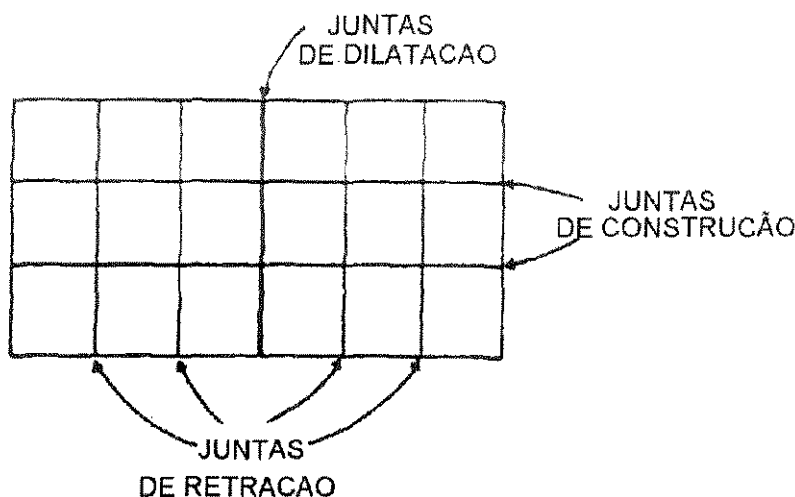


Figura 5.6 - Diferentes tipos de juntas.

5.4.5.5 - Alternância de juntas

(Nota: A alternância de juntas tem por objetivo diminuir a abertura das juntas devido à retração)

					Ordem de Moldagem J	3
			..	..	J	1
			..	..	J	4
			..	..	J	2

Figura 5.7 - Alternância da concretagem.

5.5 - Pavimentos com um papel estrutural particular

Este parágrafo refere-se aos pavimentos que compartilham da estabilidade de uma estrutura, tais como:

- pavimentos que contém tirantes
- pavimentos que suportam esforços horizontais
- pavimentos que suportam paredes ou divisórias pesadas
- pavimentos que servem para estocar material pesado

As partes do pavimento que tem papel estrutural devem ser consideradas como vigas e placas suportando esforços da super estrutura e estocagem, e seu dimensionamento deve observar as normas BAEL (Normas para Cálculo de Concreto Armado).Elas deverão ser indicadas obrigatoriamente nos desenhos e, devem ser consideradas como fazendo parte integrante da estrutura.

Não poderão ser executadas posteriormente aberturas no pavimento sem o estudo prévio das suas implicações estruturais.

Na medida do possível, recomenda-se evitar projetar pavimentos com participação nos esforços da estrutura.Caso a disposição não permita a realização das juntas de retração conforme indicado em 6.3.3.1 poderá haver fissuração.

5.6 - Canalizações

A presença de canalizações nos pavimentos vem sempre acompanhada de riscos. É necessário tomar precauções nos casos que são definidos nas normas DTU:

- DTU 60.1 - Canalizações sanitárias
- DTU 61.1 - Instalação de gas
- DTU 70.1 - Instalação elétrica dos edifícios habitacionais
- DTU 65 - Instalação de aquecimento central de edificações
- DTU 65.6 - Painel aquecedor com tubos metálicos revestidos embutidos no concreto
- DTU 65.7 - Aquecedor de pranchas por condutores e cabos elétricos embutidos no concreto
- DTU 65.8 - Aquecimento de água quente para o solo através de tubos incorporados com matéria plástica 1979.
- regras profissionais de l'UCH 24-79 de maio de 1979

As regiões destinadas ao percurso das canalizações no corpo do pavimento devem ter sua seções delimitadas e suas bordas devem ser reforçadas localizadamente, se for necessário .

5.7 - Pavimentos de câmaras frigoríficas

5.7.1 - Generalidades

O presente capítulo se aplica aos locais e edifícios frigoríficos destinados ao trabalho e estocagem (condicionamento, refrigeração, congelamento) de produtos de toda natureza e funcionando em uma faixa de temperatura definida.

“As temperaturas mais correntes estão compreendidas entre -40°C e + 10°C”.

O presente capítulo não se aplica aos edifícios especiais tais como os recintos de ensaios climáticos, os túneis de congelamento, os locais frigoríficos à bordo dos navios.

De uma maneira geral será atendido o DTU relativo à isolamento térmica dos locais e edifícios frigoríficos. O solo de câmaras frias a temperaturas negativas necessita de técnicas especiais.

Eles são eventualmente concebidos da seguinte forma:

- uma laje de concreto armado sobre um vazio sanitário (espaço oco) para evitar o gelo do terreno subjacente ou um pavimento aquecido por cabos elétricos (resistência elétrica) ou por tubos com circulação de fluidos (serpentina aquecida).
- um para-vapor (isolamento de vapor)
- um isolante compacto de maneira à reduzir ao máximo as deformações da camada isolante
- um filme ou membrana cuja permeabilidade é superior aquela do para-vapor. Este filme é destinado a proteger o isolamento dos vazamentos de nata de cimento que ocorrem durante a concretagem e para facilitar as movimentações da laje de concreto.

O fornecimento e aplicação deste filme fica normalmente à cargo de um isolador (operário especializado) observando a DTU 45 parágrafo 2.2.

- Uma laje em concreto. A eventual armação desta laje é função das cargas e dos ciclos térmicos ao qual ela será submetida

“Uma atenção toda particular deve ser dada na execução das juntas, tendo em vista a dificuldade de fazer reparos em temperaturas negativas”.

Durante a concretagem é conveniente tomar toda precaução para evitar a deteriorização do isolante e do filme de proteção (por exemplo: concreto bombeado).

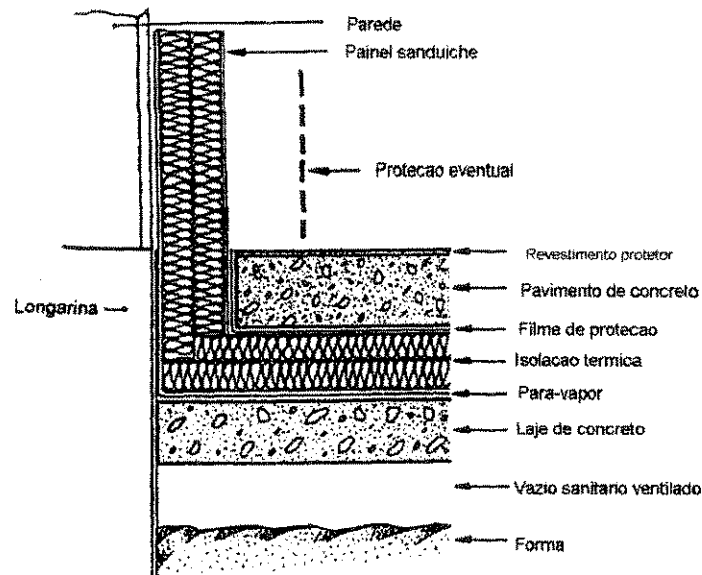


Figura 5.8 - Câmara submetida à temperatura negativa.

5.7.2 - Isolamento térmico

Os isolantes térmicos utilizados são definidos por sua resistência de serviço à compressão RC_s , sua deformação relativa convencional de serviço à compressão ds e sua espessura total e , conforme o anexo nº 3 do DTU 45. Todos isolantes aceitáveis devem possuir $ds \leq 2\%$.

Por definição temos:

$$Es = 0,6 \times RC_s / ds \quad (5.1)$$

$$p = P / s \leq RC_s \quad (5.2)$$

$$W = p \times e / Es \quad (5.3)$$

$$K = \frac{p}{W} \quad (5.4)$$

onde:

- Es = módulo de elasticidade de serviço à compressão
- p = pressão da laje sobre o isolante

- P = carga concentrada sobre a laje
- S = Área da projeção a 45° do impacto na superfície da laje sobre a superfície do isolante, na falta de cálculo mais preciso
- W = deformação devida ao impacto
- K = módulo de Westergaard equivalente.

Tabela 5.1 - Classificação dos isolantes.

Tipo de Carga	q Distribuída kN/m²	P Concentrada kN	Es mPa	Comentários
leve	< 15	< 20	≥ 1,8	sem exigência de deformação nem de planidades Salvo na vizinhança de entradas (portas)
média	≥ 15 < 50	≥ 20 < 50	≥ 4,8	estocagem de pallets sobre o solo
pesada	≥ 50	≥ 50 < 100	≥ 12	pallets móveis estocagem de grande altura exigência de planitude (por ex. 3 mm à régua de 2 m)
muito pesada		≥ 100		estudo particular

A escolha do isolante é feita em função das exigências da obra, para a planidade à longo prazo (soma da deformação e da fluência à longo prazo), da importância das cargas de projeto, e do tipo de manutenção.

Na falta de justificativa específica, a tabela 5.1 permite guiar a escolha da qualidade dos isolantes.

Obs: 10 kN ≅ 1 tf
1 mPa ≅ 0.1 kN/cm² ≅ 10 kgf/cm²

5.7.3 - Retração

A retração hidráulica e térmica devem ter a sua ação facilitada por uma superfície de escorregamento que é geralmente o caso da membrana colocada entre o isolamento e a laje.

Neste caso, para o cálculo das tensões devido à retração, poderemos tomar arbitrariamente um coeficiente de atrito igual a 0,5.

De uma forma geral, apesar de todas precauções tomadas, a retração não se distribuirá igualmente e algumas juntas poderão se abrir exageradamente (>8 mm) acumulando as máximas retrações do painel.

A calafetação das juntas não é obrigatória.

As juntas são dispostas em função do regime térmico previsto para a câmara fria.

Uma junta periférica de isolamento é obrigatória e deverá ser fechada na parte superior por um material flexível pré-fabricado ou equivalente (mata-juntas).

5.7.4 - Soleiras de portas

Um detalhamento especial será feito junto a porta de acesso do ambiente exterior ao interior da camara fria :

- Junta colaborante entre a parte fria e a parte à temperatura ambiente (por exemplo: cavilha de ferro).
- É aconselhável proteger as arestas destas juntas com cantoneiras chumbadas com grapas.
- Desde que seja previsto o acesso com laje aquecida por cabos elétricos, esta laje deverá ser independente. As arestas das juntas deverão estar protegidas (cantoneiras, por exemplo) e o elemento de superfície pode ser uma chapa metálica protegida contra a corrosão (Fig. 5.9).

O isolante sob esta laje deve corresponder ao de carga média ou pesada, segundo o caso (ver tabela artigo A.7.2). Deverá ser prevista declividade para permitir o escoamento d'água para o exterior.

- Convém dispôr criteriosamente as juntas de retração nos ângulos reentrante (quinas); se isto não for possível, deverá ser prevista a colocação no concreto de dispositivos adequados para limitar a abertura das fissuras, por exemplo 3 barras de aço de 10 mm de diâmetro e de 60 cm de comprimento dispostas à 45° sobre os ângulos reentrantes x (ver figura 5.9).

5.7.5 - Lavagem com água

No caso das câmaras frias à temperatura negativa, a lavagem com água é proibida. Nos outros casos, se for prevista a estanqueidade e sua proteção. Nos D.P.M., a lavagem será realizada por empresas qualificadas para este tipo de trabalho.

As canaletas poderão ser executadas pela empresa de pavimentação assim que seja feita a ligação do pavimento ao sifão, mas sem estanqueidade.

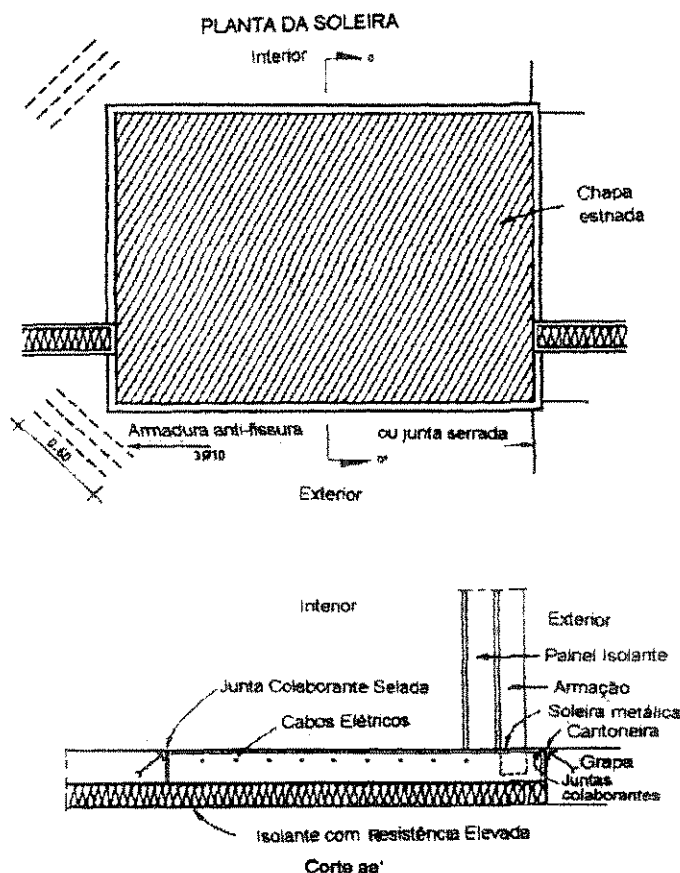


Figura 5.9 - Soleira do acesso à camara fria.

5.7.6 - Resfriamento e descida de temperatura

O resfriamento não poderá iniciar até decorrido certo prazo após a concretagem do pavimento.

Este prazo é de 28 dias para concretagem em tempo quente, e de 60 dias em períodos frios (inverno).

A descida de temperatura é normalizada pelo C.C.T. do D.T.U. 45 parágrafo 8.2.

5.8 - Pavimentos Aquecidos

Os pavimentos aquecidos sobre o terreno são realizados por:

- seja por aquecimento elétrico
- seja por circulação de fluidos aquecidos através de tubulações

Os painéis de cabos ou tubos são dispostos sob o corpo do pavimento sobre uma folha compactada ou um isolante (Conforme 5.3.4.3) e sem colocação de folha de polietileno no caso de cabos elétricos (sem eletrodutos).

Caso a natureza do revestimento ou do suporte exijam a presença de uma camada para vapor, os cabos elétricos serão envoltos em pelo menos 4 cm de material arenoso ou concreto magro lançado sobre a forma.

5.9 - Manutenção

O Construtor deverá assegurar a manutenção da obra. Ele deverá assegurar a perenidade do enchimento das juntas de maneira a evitar a degradação devida ao fenômeno do “bombeamento” que pode causar lascamentos.

Esta disposição é necessária cada vez que as juntas são submetidas a um tráfego com risco de provocar a degradação das arestas.

O tratamento das juntas de retração obtidas por serragem ou outro meio se efetuará o mais tardiamente possível e no máximo 28 dias após a moldagem, utilizando-se um produto apropriado.

O tratamento das juntas de construção se efetuará de preferência após a sua execução por meio de um material apropriado. A largura será de 3 mm. Esta abertura poderá ser feita com um ferro durante a concretagem. O prazo e o produto para enchimento são os mesmos que para as juntas de retração.

A proteção das juntas de dilatação será estudada caso a caso.

VI

NORMAS DE EXECUÇÃO

6.1 - Generalidades

6.1.1 - Objetivo e domínio da Aplicação

Esta parte tem por objetivo definir as condições de execução das obras de pavimentação sobre o terrapleno.

Estas regras valem para os pavimentos de Habitações, em estacionamento de veículos e pavimentos industriais.

Elas não se aplicam para os casos:

- pavimentos pré-fabricados
- pavimentos do tipo rodoviário
- obras provisórias
- pavimentos de patinação
- calçamentos
- pavimentos flexíveis
- pavimentos em concreto asfáltico
- pavimentos contendo um sistema de canalizações, para circulação de fluidos através do corpo do pavimento
- pavimentos submetidos a cargas permanentes de alto valor (ver 6.1.2.)
- pavimentos com tráfego de carros de manutenção providos de rodas metálicas
- pavimentos em terrenos inundáveis

6.1.2 - Classificação

Nós distinguiremos dois tipos de pavimentos, segundo a sua função.

6.1.2.1 - Pavimentos para uso em Habitações

Este tipo de pavimento suporta uma carga estática distribuída menor ou igual à $2,50 \text{ kN/m}^2$ ($\cong 250 \text{ kg/m}^2$) ou uma carga rolante inferior ou igual à 15 kN ($\cong 1,5 \text{ t}$) por eixo.

6.1.2.2 - Pavimentos para uso Industrial

Eles se distinguem por:

- as tolerâncias de deformação e fissuração admissíveis
- a natureza da investigação

São duas categorias de pavimentos:

Pavimentos Rígidos

Este pavimento é conhecido por limitar os efeitos de deformação do solo subjacente.

Ele é usado de preferência quando as deformações do solo são pequenas.

As tolerâncias de deformação podem ser estabelecidas pelo projetista, para um plano de utilização normal do pavimento .

Pavimentos Flexíveis

Este pavimento, quer por suas deformações, quer por sua fissuração, é susceptível de se adaptar às deformações do solo subjacente.

Não são previstos, geralmente, os valores das tolerâncias das deformações nem a sua evolução através do tempo.

Este tipo de pavimento está excluído deste documento.

6.1.2.2a - Pavimentos Destinados à Estocagem e Circulação Leves

Este tipo de pavimento suporta uma carga estática distribuída inferior à 8 kN/m^2 ($\cong 800 \text{ kg/m}^2$) ou uma carga concentrada inferior à 25 kN ($\cong 2,5 \text{ t}$) por eixo. Os pavimentos para salões esportivos e para ginásios estão incluídos nesta categoria.

6.1.2.2b - Pavimentos para uso industrial corrente

Este tipo de pavimento suporta cargas distribuídas inferiores a 20 kN/m² ($\cong$ 2 t/m²) ou uma carga concentrada inferior a 60 kN ($\cong$ 6t) ou inferior a 12 t por eixo.

6.1.2.2c - Pavimentos para uso industrial pesado

Este tipo de pavimento suporta cargas distribuídas inferiores a 120 kN/m² ($\cong$ 12t/m²) ou uma carga concentrada inferior a 120 kN ($\cong$ 12t).

6.1.2.3 - Pavimentos com áreas de função estrutural comuns ao edifício

Toda intervenção nas zonas com função estrutural definidas nos planos de obras necessitarão da apresentação de um estudo complementar pelo escritório de cálculo estrutural. Estas zonas devem estar claramente indicadas nos desenhos.

6.1.2.4 - Obras pesadas especiais

Os pavimentos submetidos a cargas permanentes elevadas, (superiores a 120 kN/m²) ($\cong$ 12 t/m²) ou 120 kN ($\cong$ 12t) para cargas concentradas, devem ser consideradas como radiers ou maciços de fundação onde são aplicáveis as regras BAEL e os D.T.U. 13.11 ou 13.12. Estes pavimentos não fazem parte do presente documento (ver 6.1.1.).

6.1.3 - Composição do Pavimento

Um pavimento sobre o terrapleno é composto de três elementos.

6.1.3.1 - Forma (Sub-base ou Fundação)

A forma constitui a transição entre o solo (previamente limpo de toda capa vegetal, nivelado e eventualmente consolidado e drenado), e o corpo do pavimento.

Em certos casos, o solo natural pode constituir um berço suficientemente estável para receber diretamente o corpo do pavimento sem haver uma forma, após uma simples destocagem da vegetação .

A fôrma deverá ser constituída por um material estável

6.1.3.2 - Corpo do Pavimento

O corpo do pavimento (base) é constituído por concreto armado ou não armado, moldado no local.

6.1.3.3 - Acabamento e Revestimento

O acabamento ou revestimento devem satisfazer às especificações referentes às tolerâncias geométricas (ver artigo 6.3.4) e às exigências mecânicas requeridas em função do uso, definidas nos D.P.M. (Documents Particuliers du Marché). As lajes flutuantes devem satisfazer às prescrições do D.T.U. 26..Os pisos industriais são geralmente submetidos às ações mecânicas violentas, pelas máquinas de manutenção, e as vezes pelos choques térmicos e corrosão química.

Os revestimentos de pisos industriais mais comumente utilizados são os executados por incorporação, sobre a superfície ainda fresca do concreto do pavimento, de uma mistura especial de granulados duros especiais e cimento.

Os principais materiais utilizados são:

- a areia de quartzo e silício
- o Corindon
- o carboreto de silício
- o ferro silício
- os granulados metálicos de fundição ou de ferro doce

A granulometria destes agregados é estudada em função do uso ao qual é destinado e faz parte dos procedimentos indicados pelos fabricantes. A dimensão máxima destes agregados é geralmente da ordem de 3 mm. Estes agregados duros são geralmente pré-misturados em usina com cimento Portland CPA e se for o caso complementados com pigmentos e aditivos especiais.

Eles podem ser aplicados em obra de duas maneiras:

1. Por pulverização à seco: neste caso a mistura seca granulados-cimento é pulverizada sobre a superfície do concreto ainda fresco na proporção de 4 a 8 kg por metro quadrado. Este método é conveniente para tráfego leve.
2. por camada incorporada: o conjunto de granulados é primeiro misturado em pasta, então esta microargamassa é esparramada, e desempenada sobre o

concreto ainda fresco na razão de 12 a 20 kg e mais, por metro quadrado segundo o uso ao qual é destinado. Este procedimento é mais conveniente, particularmente para o tráfego severo.

Nos dois casos, o acabamento é realizado por alisamento e polimentos mecânicos em vários passos sucessivos para obter uma superfície sólida. O acabamento pode ser liso ou rugoso conforme a exigência.

Em ambos os casos é importante observar que o concreto do corpo do pavimento comece sua pega antes do início da pulverização ou da aplicação da camada à incorporar.

O acabamento é dado por uma desempenadeira mecânica rotativa na medida que a pega dos produtos se desenvolve

A velocidade da pega dos concretos e argamassas dependem essencialmente das condições climáticas (temperatura e grau higrométrico ambientes) e do tipo do cimento e aditivos utilizados no concreto e nos produtos de revestimento. O trabalho de acabamento destes revestimentos pode se prolongar tarde através da noite, e até a manhã do dia seguinte nos dias de inverno.

O tratamento de cura é obrigatório.

O corte das juntas por serra não poderá ser iniciado antes que o endurecimento seja suficiente. O guarnecimento eventual das juntas será realizado no mínimo 4 semanas após a moldagem da laje.

Os revestimentos à base de ligantes hidráulicos, têm alta performance mecânica, porém não resistem porém aos choques térmicos elevados nem aos ataques químicos. Nestes casos é melhor utilizar materiais especiais, refratários ou de placas de fundição ou tacos de madeira, por exemplo, para os choques térmicos, e dos revestimentos cerâmicos ou à base de ligante, orgânico, como as resinas, para corrosão de origem químicas. Ficará

à cargo do projetista obter a informação junto ao contratante sobre os tipos de solicitações mecânicas ou químicas que poderão vir a atacar o concreto .

Certos tipos de revestimentos necessitam de DTU particulares, assim como os DTU 51.2 (parquetes e mosaicos colados), 52.1 (assentamento de ladrilhos) ou 53.1 e podem necessitar de uma camada para-vapor.

6.1.3.4 - Juntas

O pavimento deve ser subdividido por (ver 6.3.3):

- juntas de retração
- juntas de dilatação
- juntas de isolamento
- juntas de construção

O nome e os espaçamentos, as dimensões e eventualmente os materiais de obturação dessas juntas, são determinados em função do destino da obra, e para pavimentos ao ar livre, das condições da ambientação climática.

6.1.4 - Coeficiente de Segurança dos Pavimentos não Armados

O método dos Estado Limite de Serviço (ELS) recomenda que a relação entre a tensão de ruptura por flexo-tração e a tensão de cálculo seja tomada igual a 1.7 já que as D.P.M. não prescrevem nada. A tensão de ruptura é dada pela relação:

$$\sigma = \frac{6M}{bh^2} \quad (6.1)$$

6.1.5 - Materiais

Solos

Os solos considerados como solo estabilizados devem conter menos de 2% de material orgânico.

Se o teor de água natural dos solos siltosos ou argilosos, no momento da execução, for sensivelmente superior ao teor de água ótimo de proctor é

necessário, salvo condições climáticas favoráveis, efetuar um tratamento à cal viva.

Cal

A cal utilizada para sanear os solos muito úmidos é a cal gorda viva.

Aglomerantes

Os aglomerantes utilizados para a estabilização dos solos devem ser escolhidos em função de sua própria agressividade

Água de Amassamento

A água de amassamento deverá apresentar características físicas prescrita nas normas NFP 18.303.

Agregados

Deverão observar às prescrições das normas NF P 18.301 e 18.302.

Cimento para o corpo dos pavimentos

O tipo e a classe de cimentos utilizados nas obras de pavimentação são escolhidos em função das tensões e da agressividade do meio.

6.2 - Pavimentos para habitações

6.2.1 - Drenagem

A colocação dos drenos deverá sempre ser feita à partir do ponto mais alto do terreno para evitar o colmatamento precoce (ver D.T.U. 20.1).

Nas ligações, na falta de inspeção a aresta superior do dreno deverá estar no mesmo nível do que a do coletor (fig. 6.1)

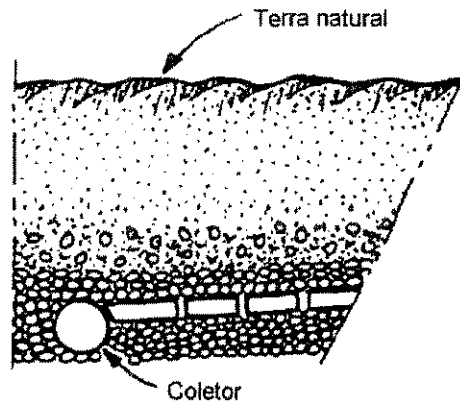


Figura 6.1-Encontro de um dreno ramal com um dreno primário.

6.2.2 - Fôrma

6.2.2.1 - Constituição

Os materiais que constituem a fôrma não devem ser plásticos, nem estar sujeitos a fenômenos de capilaridade. Eles devem ser quimicamente neutros, não conter entulhos nem matérias orgânicas.

Poderemos utilizar todos os materiais são que respondam à estas condições: seixos, pedregulhos, areias, misturados ou não.

Nós poderemos utilizar igualmente os materiais mistos, na condição que a porcentagem de finos inferiores a $8\ \mu\text{m}$ não ultrapasse 20% em peso e que o equivalente de areia seja superior a 40%.

A atenção deverá estar sobre o fato de que os materiais mistos, podem apresentar um certo recalque depois da contração, para as condições usuais correntes de compactação. Os granulares obtidos da areia e de finos praticamente não assentam mais.

6.2.2.2 - Construção

A construção da forma deve ser feita conforme descrito no parágrafo 6.4.3.

A compactação deve permitir um aumento na compacidade da forma, para reduzir os recalques residuais (95% do Proctor modificado ótimo).

Deveremos executar a compactação por meio de máquinas que, para habitações individuais podem ser de pequeno tamanho: pequenos solos vibratórios, por exemplo.

A espessura da forma deverá ser determinada para colocar efetivamente a construção ao abrigo de todos os meios de água (fig. 6.2).

Essa espessura é sobretudo condicionada pelos salpicos de água da chuva nas paredes de fachada.

Esta altura é variável em função de disposições construtivas (beirais do telhado, goteiras...), das condições climáticas e da situação do edifício.

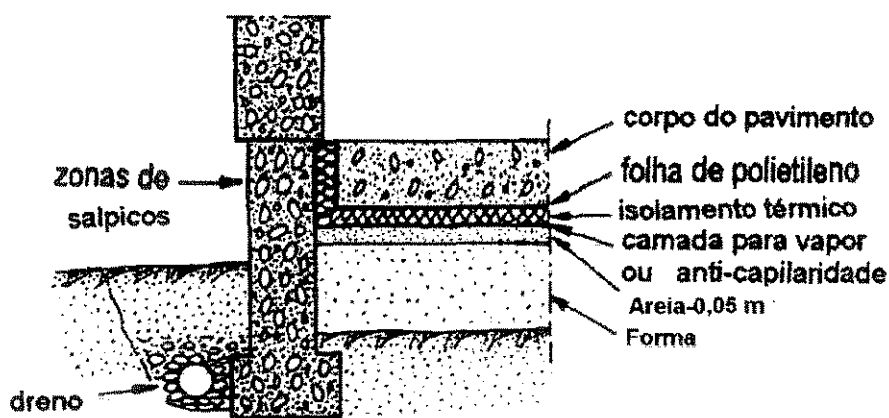


Figura 6.2 - Pavimento com camada isolante.

A superfície da forma deve ser regularizada para evitar o puncionamento da camada anticapilaridade ou da camada de isolamento, se estiver prevista. Neste caso poderemos distribuir na superfície, seja uma camada de areia com 5 cm de espessura, ou uma camada de concreto magro de 3 cm de espessura.

Uma camada para-vapor pode ser necessária para alguns revestimentos. Ela pode ser confundida com a camada anti-capilaridade.

A camada anti-capilaridade é necessária sempre que haja possibilidade de ascendência capilar, que é notadamente o caso dos solos úmidos.

Esta camada anti-capilaridade não pode substituir uma estanqueidade realizada seguindo a técnicas das "cuvelages"(ponteiras filtrantes) por exemplo, só sua disposição deve ser capaz de opor-se às subpressões acidentais e passageiras do lençol freático.

A camada anti-capilaridade poderá ser constituída por uma manta de polietileno de 150 μm , por exemplo, com recobrimento.

O nível do pavimento deverá se situar acima do nível mais alto do lençol freático.

Os pavimentos em terrenos inundáveis não serão considerados neste documento.

6.2.3 - Corpo do Pavimento

6.2.3.1 - Generalidades

O corpo do pavimento pode ser independente das paredes periféricas ou servir de suporte para estas paredes.

6.2.3.1.a - Corpo do pavimento independente das paredes periféricas

Este tipo de pavimento deve ser adotado nas construções de alvenaria pesada (fig. 6.3).

As paredes tem neste caso fundação independente do pavimento e suas bases repousam sobre estacas ou sapatas em concreto armado.

As paredes de base (embasamento) podem ser tradicionais ou pré-fabricadas em concreto armado.

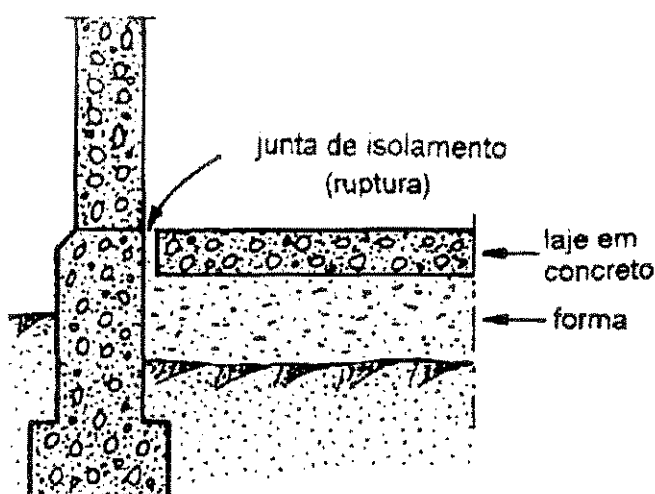


Figura 6.3 - Corpo de laje independente.

6.2.3.1b O corpo do pavimento suporta as paredes periféricas

Esta disposição só poderá ser adotada para construções em alvenarias leves e rasas (figura 6.4).

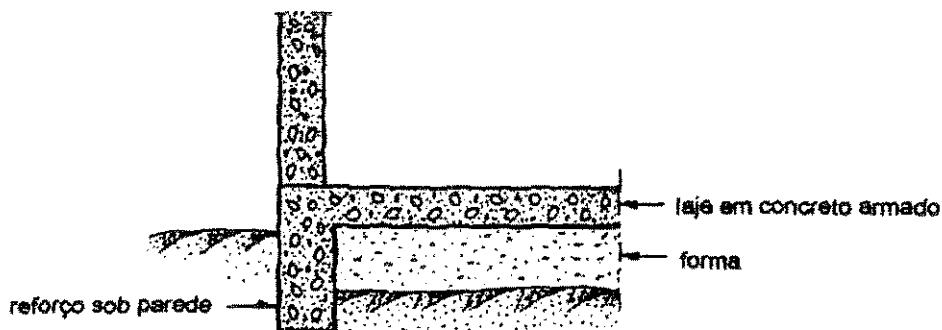


Figura 6.4 - O corpo do pavimento suporta as paredes .

Os recalques diferenciais surgirão pela ação do pavimento nas vizinhanças da base das paredes, zona que deverá ser reforçada.

O reforço poderá ser feito com a colocação de armaduras complementares. Em certos casos (solos heterogêneos ou muito medíocres), será necessário calcular o pavimento como um radier que se apoia em um solo elástico.

Todas precauções devem ser tomadas junto à periferia da fôrma para evitar as infiltrações das águas correntes e suas consequências sobre o comportamento do solo.

Em particular o baldrame periférico sob a parede ou as sapatas de fundação devem descer à uma profundidade suficiente em função das condições climáticas da região e hidrológicas do local, para evitar o congelamento do solo de apoio. O baldrame periférico previsto sob as paredes da fachada tem o objetivo de estender a fundação de maneira a conter e proteger a forma.

O baldrame periférico pode ser feita de concreto ciclópico (banché), ou de concreto armado.

O pavimento deverá ser reforçado no alinhamento das paredes internas para suportar as cargas que lhes são transmitidas. Este reforço será realizado por meio de armaduras.

6.2.3.2 - Constituição

Para as edificações leves fundadas sobre solos homogêneos, com capacidade portante suficiente, o corpo do pavimento deverá ser executado em concreto armado e seguirá às seguintes recomendações:

- espessura da camada de concreto = 0,08 a 0,12 m.
- dosificação de concreto: 300 a 330 kg de cimento por metro cúbico de concreto in loco.
- armaduras = uma camada de tela soldada com $1,10 \text{ kg/m}^2$ no mínimo.
- reforço de armadura sobre uma certa largura do pavimento junto das paredes interiores portantes e das fachadas, visto suas extremidades. estarem vinculadas .(Fig. 6.5).

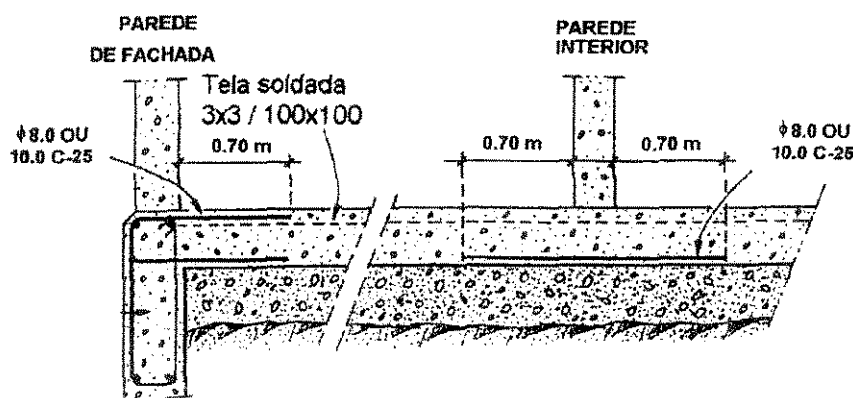


Figura 6.5 - Exemplo de armaduras de pavimentos que suportam as paredes internas e de fachada.

É preferível usar telas soldadas em painéis do que em rolos. Em certos casos, é necessário dimensionar as armaduras do pavimento como um radier em concreto armado. Neste caso as juntas deverão ser definidas pelo escritório de cálculo de concreto armado. Esta prescrição pode ser aplicada no caso dos terrenos medíocres.

6.2.3.3 - Construção

6.2.3.3a - Concretagem

A consistência do concreto deve ser determinada para permitir um adensamento adequado. As régua deslizarão uniformemente sobre guias, durante a

concretagem. Os painéis terão largura igual ao comprimento da régua. Todo painel iniciado deverá ser terminado sem interrupção. O concreto fresco será protegido das intempéries, se houver risco de chover da insolação, do vento e do gelo.

O adensamento com uso de régua vibratória é recomendado, salvo nos casos onde o concreto é convenientemente fluidificado.

6.2.3.3.b - Armaduras

Todos cuidados deverão ser tomados para evitar as deformações e deslocamentos das armaduras. No caso de utilização de tela soldada lisa, o recobrimento será assegurado por três soldaduras.

Os recobrimentos serão executados conforme as regras BAEL (normas de concreto armado).

6.2.3.3c - Camada de isolamento térmico

Os materiais isolantes sob o corpo do pavimento deverão ser protegidos do vazamento de nata de cimento por uma manta de polietileno, por exemplo, as características do isolante devem ser compatíveis com as cargas que ele suportará.

6.2.4 - Acabamentos e Revestimentos

6.2.4.1 - Acabamentos

A superfície do pavimento será objeto, segundo a qualidade desejada, dos quatro acabamentos tradicionais definidos no parágrafo 5.1.21.

A tolerância de planidade admissível está definida no parágrafo 6.3.4.

Os produtos de acabamento não podem recuperar os defeitos de planidade. No caso de acabamento do concreto na superfície ou no caso da camada incorporada, as tolerâncias de planidade do concreto para o corpo do pavimento e para sua superfície acabada são as mesmas.

É recomendável o emprego de um produto de cura . Convém assegurar a compatibilidade do produto de cura com os revestimentos ou tratamentos posteriores.

A escolha do acabamento deverá seguir as recomendações dos "Documents Particuliers du Marché".

6.2.4.2 - Revestimentos

Os revestimentos em ladrilhos deverão ser aplicados conforme as prescrições das D.T.U. 52.1 e 26.2 ou dos "Avis Techniques" no caso de assentamento com cola.

Os revestimento plásticos finos deverão ser aplicados conforme as correspondentes prescrições dos "Avisos Techniques" (D.T.U 53.2 em preparação ,1990).

Os revestimentos têxteis de pisos são tratados nas D.T.U 53.1.

Os parquetes tradicionais e parquetes colados deverão ser aplicados conforme as prescrições das D.T.U 51.1 e 51.2.

Os revestimentos tradicionais podem ser aplicados diretamente sobre o pavimento de concreto ou sobre uma laje flutuante, nos casos onde for colocado um isolante sobre o pavimento(ver fig.5..8)..

6.2.5 - Subdivisão do pavimento

A subdivisão do pavimento em painéis tem por objetivo limitar as consequências das variações dimensionais devido à retração e à dilatação.

Não deveremos fazer superfícies superiores à 240 m² entre juntas.

6.3 - Pavimentos Industriais

6.3.1 - Constituição

6.3.1a - Generalidades

A fôrma será constituída pelo solo do local tratado ou não, em função das características do solo local, das cargas de serviço e das tolerâncias dos eventuais recalques diferenciais (ver 6.1.2). Nos casos de terrenos com umidade elevada, será necessário completar as disposições precedentes por

uma barreira anti-contaminante (manta de polietileno ou complexo estanque sobre a forma de concreto) e, ou um dispositivo eficiente de drenagem. No caso de um solo que receba um revestimento impermeável, um para-vapor é indispensável.

Os materiais utilizados deverão ter uma boa estabilidade inicial. Eles serão compactados adequadamente.

6.3.1b - Tratamento do Solo no Local

A empresa que executará a fôrma do pavimento deverá planejar os trabalhos com base no resultado da campanha de reconhecimento do solo fornecida pelo projetista conforme o artigo 5.2.1.

Certos solos podem possuir características mecânicas suficientes para suportar os esforços transmitidos pela laje desde que a carga de serviço seja $< 30 \text{ kPa}$ (3 t/m^2).

Refere-se normalmente à solos onde o módulo de reação k (módulo de Westergaard) é superior a 30 mPa/m (3 kg/cm^3) contendo proporções variáveis de siltes e argilas.

Se o solo de base tiver o módulo de reação inferior à 30 mPa (3 kg/cm^3) é necessário estabilizar o terreno e substituir o solo por um reaterro misto constituindo uma forma que pode ser de solo-escória, solo-cimento, ou solo-betume, e assim, formar um berço resistente para apoio do pavimento.

Se o solo do local for constituído de argila, contendo um teor de água elevado (mais que 5% para atingir o proctor ótimo), será necessário efetuar o tratamento.

Após a eliminação das pedras de diâmetros superiores à 10 cm para evitar a formação de pontos de reação localizada, efetuaremos um tratamento à cal viva com ou sem aglomerantes hidráulicos. O tratamento à cal viva consiste em espalhar a cal viva na proporção de 1,5 a 5% em peso do solo tratado e fazer passar um escarificador, esperar um dia antes de efetuar a compactação.

O tratamento à cal viva e aglomerantes hidráulicos consiste em misturar o solo com 1,5 a 5% de cal viva e com 5 a 8% de cimento ou 10 a 15% de escórias antes da compactação.

A profundidade tratada varia de 15 a 35 cm.

A compactação do solo será realizada com um equipamento adequado. Seguirá as "Recommandations pour les terrassements routiers (janeiro 1976 e outubro e 1981)".

6.3.1c - Material Constituinte da Fôrma

Suas natureza, sua espessura e sua constituição são função do terreno do local e das sobrecargas aplicadas.

O perfil tipo deverá ser constituído da seguinte maneira:

1. A camada anti-contaminante

Colocada entre o terreno e a fôrma ela tem por objetivo evitar a migração de finos.

A camada anti-contaminante não pode em nenhum caso ser considerada como de estanqueidade nem como uma camada drenante.

Ela pode ser constituída por uma camada de material permeável de 0,15m de espessura, compactado. Em certos casos esta camada poderá ser substituída por uma manta têxtil ou não. Sobre esta camada será colocado o material constituinte da forma propriamente dita.

A camada anti-contaminante é inútil nos casos de uma forma tratada como os aglomerantes (solo-cimento por exemplo).

2. A fôrma propriamente dita

A fôrma tem por objetivo repartir as cargas e obter as cotas de nível necessárias.

Ela pode ser constituída dos seguintes materiais:

a. Areia-cimento

A espessura da forma deve ter 0,20 m no mínimo.

A dosagem do cimento deverá ser verificada regularmente.

O cimento CPJ (equivalente ao cimento brasileiro com escória) contém 25 a 33% de escórias é distribuído na proporção de 8% do peso da areia, salvo estudo particular. A dosagem em cimento é definida por um estudo

de laboratório, por exemplo à partir das curvas Proctor modificado estabilizados por diferentes porcentagens de cimento.

A granulometria da areia deve estar compreendida entre 0 e 10 mm. A areia deverá ser limpa e o seu teor de água próximo de 7%.

A mistura deverá ser feita com a ajuda de uma máquina coberta.

A areia-cimento deverá ser compactada e nivelada.

b. Pedra não tratada

Geralmente são constituídas de granulados triturados, mistura natural ou não de areia e pedra estabilizados mecanicamente.

c. Pedra-cimento, pedra-escória e pedra-betume

Estas técnicas originam de obras rodoviárias. Elas seguem as especificações da "SETRA". As especificações aqui descritas foram adaptadas para os pavimentos, não rodoviários, com inspiração naqueles documentos.

As pedras deverão estar limpas. Elas são constituídas de granulados naturais ou triturados com granulometria continua (tipo 0-20 ou 0-31,5) afim de facilitar a construção e para haver uma melhor regularidade superficial. O coeficiente de dureza (valor úmido) deverá ser superior à 3. Este material deverá possuir um equivalente de areia superior a 30. O enrijecimento com cimento se fará à proporção de 3 ou 4% de cimento CPA ou CPJ45, ou CPJ35.

O enrijecimento com escórias se fará pela adição de 15 a 20% de escória e 1% de cal.

6.3.1.2 - Construção da fôrma

As camadas à compactar são divididas em espessuras regulares. Esta espessura depende das características do equipamento de compactação e da natureza do material. Na falta de estudo particular ela pode ser igual a 0,20m. A densidade no fundo da camada deverá ser bastante elevada afim de resistir as deformações de tração na sua base.

A compactação deverá atingir 95% do proctor modificado para os materiais não tratados e 100% para os materiais tratados.

É esta operação que confere à fôrma suas performances mecânicas.

Na prática traçaremos a curva da evolução da densidade seca em função do número de passadas e pararemos a compactação no momento que nas dez ultimas passadas efetuados pelo compactador o aumento relativo de densidade for inferior a aproximadamente 2%.

Normalmente é suficiente efetuar vinte passadas por um rolo ou pneu e cinco passadas com um rolo vibratório.

Para um dado rolo, deveremos compactar enquanto cada passada suplementar corresponder a um aumento de densidade.

Nas zonas não compactáveis mecanicamente faremos a estabilização do solo com aglomerantes.

No caso do solo cimento, o trabalho não deverá continuar se a temperatura descer abaixo de 5°C ou se chover forte.

Nos casos onde a fôrma necessitar de uma proteção na superfície, esta proteção poderá ser constituída por um produto de cura ou ainda uma emulsão ácida de betume à razão de 0,8 kg/m² uma camada de areia na proporção de 2 l/m²

No caso de cargas de rolamento pesado, é conveniente fundar o pavimento diretamente sobre o terreno consolidado de fundação onde as características próprias lhe conferem uma melhor resistência.

Nos casos onde o terreno local apresenta uma forte umidade, será útil completar as disposições precedentes por uma barreira impermeável (manta de polietileno, chapa armada tipo 40 etc.), com para-vapor se necessário.

6.3.1.3 - Acabamento da Fôrma

O acabamento deve permitir:

1. Desvincular a laje de concreto da fôrma para evitar a indução de tensões e, eventualmente, de fissuras devido à retração do concreto durante o seu endurecimento.
2. Nivelar com o máximo de precisão a plataforma sobre a qual será moldada a laje.

6.3.2 - Corpo do Pavimento

Para amenizar as consequências das variações dimensionais do corpo do pavimento e limitar a fissuração, ele deve ser subdividido em painéis por juntas (conforme 6.3).

A espessura mínima do corpo do pavimento deverá ser de 12 cm, e 10 cm nos pavimentos destinados à prática de esportes e com cargas inferiores a 5kN/m² (500 kg/m²).

6.3.2.1 - Características do Concreto

O concreto deverá possuir uma boa resistência à tração: em nenhum caso a resistência característica deverá ser inferior à 2 Mpa (20 kg/cm²).

A resistência característica à tração é determinada à partir de medidas da resistência por ensaios de flexo/tração com prismas normalizados aplicando-se a fórmula:

$$\sigma = \frac{3,6M}{bh^2} \quad (6.2)$$

Se a tensão de ruptura σ_R por flexão/tração determinada pela relação $6M/bh^2$ for de 3,7 Mpa (37 kg/cm²) então a resistência característica σ_{car} é de 1,9 Mpa (ou a tensão nominal do concreto velho das normas CCBA 68, σ_N é de 2,2 Mpa).

Para um concreto onde a dimensão D do maior agregado é igual a 20 mm utiliza-se habitualmente uma dosagem de 300 à 350 kg de cimento. Para ter boa resistência à tração, a qualidade dos agregados e sua granulometria deverão produzir um concreto compacto.

O emprego de plastificantes e de incorporadores de ar é recomendável na medida que estes produtos contribuam efetivamente para diminuir a fissuração e a permeabilidade do concreto.

Em caso de agressividade (laticínio, indústria química, etc.) devemos procurar a redução da porosidade e utilizar os cimentos escolhidos após estudo específico.

A consistência do concreto deve permitir um adensamento eficaz. O concreto fresco deve apresentar um abatimento do cone de Abrams compreendido entre 9 e 12 cm para o caso do concreto não armado, salvo nos casos de concreto bombeado ou fluidificado.

Se o concreto foi produzido sem incorporador de ar a porcentagem de ar incorporado não deve ultrapassar 4%.

Se for produzido com incorporador de ar, a porcentagem não deve ultrapassar 6,5%.

O emprego de réguas vibratórias é bastante recomendado.

O desempenho da superfície é efetuado com réguas deslizando sobre guias colocadas antes da moldagem. O nivelamento das guias, deverá ser feito com uso de um nivelador de luneta.

No fim de concretagem o concreto fresco deverá ser protegido contra os riscos de uma evaporação rápida por meio de agentes de cura.

6.3.2.2 - Construção de Pavimentos de Grande Largura

Este tipo d obra corresponde à necessidades específicas, tais como: inacessibilidade, superfície com movimentação diária intensa, diminuição do número de juntas de construção, impossibilidade de alternância etc.

A concretagem se efetuará em continuidade:

- - *seja utilizando guias;*
- - *seja utilizando meios mecânicos especiais.*

A utilização de concreto convenientemente fluidificado suprime praticamente a obrigação de vibração.

As juntas de concretagem serão do tipo conjugadas (figura 6.8).

Este tipo de pavimento será armado ou não em função dos cálculos.

As juntas de retração são obtidas por corte com serra assim que o concreto permita, com profundidade mínima de 1/4 da espessura do pavimento.

Para os pavimentos produzidos com cimentos de retração compensada, as juntas deverão ser dispostas conforme as especificações do fabricante.

Para assegurar uma boa conservação das juntas é conveniente protegê-las.

6.3.2.3 - Armaduras

Para os pavimentos armados, a seção das armaduras deverá corresponder aos cálculos; e o recobrimento deverá ser compatível com o método de execução, e ser igual à, no mínimo, 20 mm.

O diâmetro das barras empregadas deverá satisfazer:

$$\phi \leq \frac{h_o}{10} \quad (6.3)$$

onde h_o = espessura do pavimento.

No caso de utilização de telas de aço liso soldadas, o recobrimento deverá ser assegurado por três pontos de solda.

O espaçamento "t" das barras não deverá ultrapassar os seguintes valores:

- para cargas concentradas:

$$t \leq 2 h_o \quad (6.4)$$

- para cargas uniformemente distribuídas:

$$t \leq 3,5 h_o \quad (6.5)$$

Para as armaduras superiores, é indispensável uma fixação eficaz, salvo o emprego de técnica particular.

O recobrimento das armaduras deverá seguir as regras "BAEL".

As telas de aço fornecidas em painéis são menos deformáveis do que as de rolo e, deverão ter preferência.

6.3.2.4 - Concretos Reforçados por Fibras (BRF)

Existem dois tipos de fibras:

- a) fibras sintéticas (orgânicas ou minerais);

b) fibras metálicas obtidas por fresagem ou por trefilagem.

Na espera de uma normalização, cada procedimento de BRF é definido por um caderno de cargas e é objeto de uma enquete técnica de atitudes a tomar por um controlador técnico consagrado.

O caderno de cargas deve tratar em particular dos seguintes pontos:

- domínio de aplicação;
- identificação dos procedimentos;
 - técnica dos execução;
 - performance e características do BRF, à saber:
- - Tensões características de primeira fissuração obtidas com a ajuda de ensaios de flexo-tração sobre os corpos de prova prismáticos;
- - caracterização da ductilidade do BRF.

6.3.3 - Juntas

A distância entre juntas resulta do cálculo ,levando em conta as ações definidas em 7.1.3.

6.3.3.1 - Juntas de Retração

Na falta de justificativas particulares e salvo os revestimentos flexíveis aderentes, as juntas de retração são dispostas de maneira a delimitar os painéis onde a diagonal não deve ultrapassar 7m para os pavimentos descobertos no momento da execução e 8,5 m para pavimentos cobertos.

A relação entre os lados deverá estar compreendida entre 1 e 1,5.

As dimensões dos painéis poderão ser aumentadas após um estudo especial, notadamente nos seguintes casos:

- concreto reforçado com fibras;
- concreto tratado por secagem (cura à vácuo);
- concreto produzido com cimentos de retração compensada;
- pavimentos com revestimentos flexíveis aderentes que respondam às condições seguintes:
 - espessura mínima 2mm

- alongamento de ruptura maior ou igual a 200% suscetível de suportar sem problemas uma fissura com abertura de até 1mm.

- pavimentos com placas de transferência e superfícies de escorregamento:
- pavimentos armados para combate estes efeitos.

Qualquer que seja o processo adotado (corte serrado, perfis incorporados...) para a disposição das juntas, elas devem produzir uma fenda com profundidade mínima de um quarto da espessura do pavimento (figura 6.6).

É preferível fazer as juntas com abertura mais estreita possível para diminuir os riscos de esborcinamentos. Os D.P.M definem a proteção das juntas. A degradação das juntas não é relevada da responsabilidade decenal (cf. 5.3.9). Recomenda-se esperar pelo menos 28 dias para guarnecer as juntas. Na falta de recomendações dos D.P.M as juntas não serão tratadas

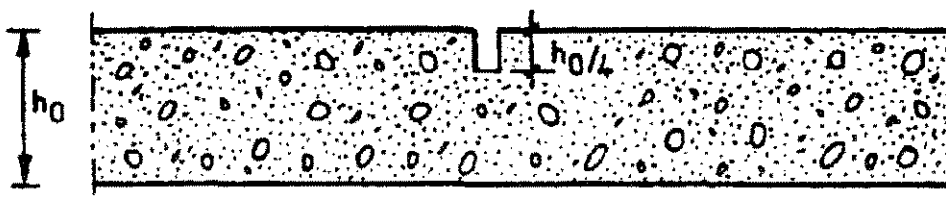


Figura 6.6 - Juntas de retração.

6.3.3.2 - Juntas de Dilatação

Ver o parágrafo 5.4.5.2.

6.3.3.3 - Juntas de Isolamento

O pavimento será desvinculado das partes da construção com fundação sobre uma camada de solo diferente do pavimento (vigas, longarinas, paredes, outras partes do pavimento etc) que pertençam à estrutura da edificação, ou então quando as tensões previstas sobre o solo são notoriamente diferentes.

6.3.3.4 - Juntas de Construção

Servem para reduzir os desnivelamentos em lajes contíguas, ou para conjugar uma determinada junta, interligar a parte inferior por uma armadura de ligação ou colocar barras de transferência. Para diminuir a

abertura das juntas conjugadas devido à retração das lajes, é conveniente moldar as lajes em alternância (figura 6.7).

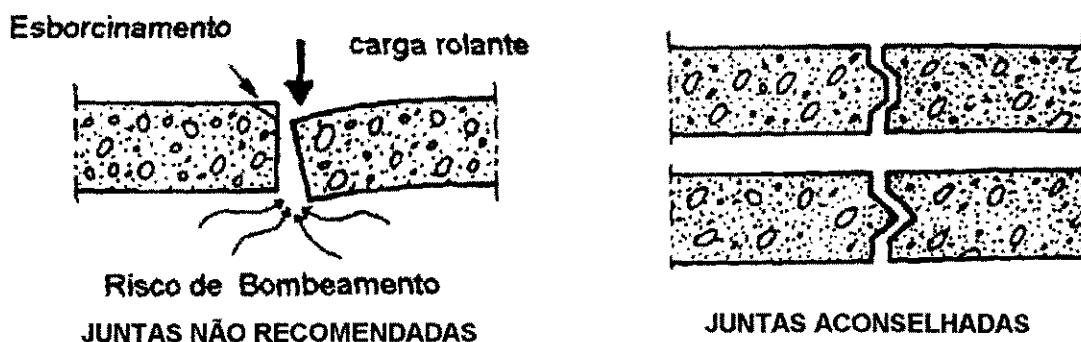


Figura 6.7 - Juntas de construção.

6.3.3.5 - Caso Particular

Se os pavimentos repousam sobre um solo muito compressível eles devem ser fragmentados em elementos de pequena superfície. Poderão aparecer desnivelamentos inaceitáveis para a finalidade de utilização do local.

Em certos casos, em particular ao longo de plataformas de carga, pode ser interessante vincular um trecho do pavimento à estrutura, tratando-o como uma laje de transição.

Este dispositivo se justifica pela dificuldade de compactar corretamente o aterro próximo das paredes da plataforma podendo provocar fissuração.

6.3.4 - Tolerâncias

Salvo prescrições particulares dos D.P.M, as tolerâncias admissíveis para o recebimento do pavimento são as indicadas na tabela 6.1

A verificação da planidade se efetuará por meio da régua colocada sobre o pavimento por intermédio de 2 tacos de espessuras iguais situados em suas extremidades.

A tolerância em centímetros sobre a horizontalidade ou sobre a declividade prevista é $0,8\sqrt{L}$ onde L= comprimento expresso em metros sobre o objeto da medida.

Levando-se em conta a evolução do solo subjacente, o recebimento da obra será feito num prazo máximo de três meses após o término da obra.

Tabela 6.1 - Tolerâncias de planidade dos pavimentos para diversos padrões de acabamento.

	Camadas Aplicadas (mm)	Camadas Incorporadas (mm)	Acabado na superfície (mm)		Concreto Rústico (mm)
			esmerado	comum	
planidade sob a régua de 2 m	6	10	10	10	15
planidade sob a régua de 0,20 m	3	3	3	4	15
"Disafleur"	3	3	3	4	-

Espessura

A espessura de um pavimento deverá ficar dentro de certa tolerância dimensional para que sejam atendidas as condições previstas para a resistência às solicitações.

A tolerância de planidade da fôrma é de:± 1,5 cm.

Um painel de pavimento, delimitado por suas juntas de construção ou retração, é considerado apto se as duas condições abaixo forem satisfeitas:

- a média aritmética das espessuras é igual ou superior a 90% da espessura prescrita.
- o desvio padrão é menor ou igual a 1,5 centímetros.

Os cálculos são efetuados:

- tomando para as espessuras medidas superiores à espessura prescrita em valor igual àquele da espessura prescrita.
- tomando para as espessuras medidas inferiores à espessura prescrita o valor efetivamente medido.

O desvio padrão é igual a raiz quadrada da média dos quadrados das diferenças entre a espessura prescrita e a espessura determinada como indicada acima.

As medidas, em número de seis no mínimo por zonas testada, são efetuadas cada uma sobre uma malha ortogonal de pelo menos dez vezes a espessura prescrita. A zona testada é definida como um painel delimitado por suas juntas.

As medidas são efetuadas a pedido e encargo do projetista.

Ficará a cargo da empresa a correção caso a execução não estiver nos conformes

$$\sum h_i / N \geq 0,9 \cdot h_o \quad (6.6)$$

onde:

h_o = espessura prescrita

h_i = espessura medida $\leq h_o$

N = número de medidas na área testada

$$\sqrt{\sum (h_i - h_o)^2 / N} \leq 1,5 \text{ cm} \quad (6.7)$$

VII

NORMAS DE CÁLCULO

7.1 - Generalidades

7.1.1 - Domínio de Aplicação

As presentes normas de cálculo são aplicáveis aos pavimentos definidos em 6.1.1.

Elas completam as normas técnicas de projeto e execução deste tipo de obra.

7.1.2 - Dados de Base

O projetista com as informações do construtor terá que definir os dados de Base, conforme foi relatado nos parágrafos 5.1.3 e 6.1.2 e deverá juntar ao dossiê do projeto os resultados de uma campanha de reconhecimento dos solos (ver parágrafo 5.2 - Reconhecimento do Solo).

7.1.3 - Ações e Solicitações

O cálculo leva em conta a consideração das combinações mais desfavoráveis das seguintes ações:

- efeitos de uma ou várias cargas concentradas
- efeito de uma ou várias cargas distribuídas conforme o sistema de investigação
- efeitos das variações lineares devido à temperatura e a retração;

- efeito de curvaturas impostas (gradiente térmico e de retração). Os pavimentos são sujeitos aos efeitos de arqueamento devido à retração diferencial.

As ações variáveis no tempo, com exceção das cargas rolantes são majoradas pela aplicação de coeficientes de ponderação definidos nas regras Bael: Coeficientes γ_{Q1} . As cargas rolantes são majoradas pela aplicação sucessiva de dois coeficientes γ e δ previstos nos parágrafos 7.1.4 e 7.1.5 e do coeficiente γ_{Q1} .

7.1.3.1 - Solicitações de cálculo pelo Estado Limite Ultimo (ELU)

Elas são dadas pela fórmula geral:

$$1,35 G_{\text{máx}} + G_{\text{mín}} + \gamma_{Q1} Q_1 + 1,3 \psi_1 Q_i \quad (7.1)$$

onde:

G = cargas permanentes + retração

Q_1 = ações variáveis básicas

Q_i = ações variáveis de acompanhamento

- para a temperatura: $\gamma_{Q1} = 1,35$; $\psi_1 = 0,6$ (7.2)

- para as cargas fixas distribuídas ou concentradas variáveis como tempo:

$$\gamma_{Q1} = 1,50; \quad \psi_1 = 0,9 \quad (7.3)$$

- para as cargas rolantes (cf. 7.1.4 e 7.1.5.):

$$\gamma_{Q1} = 1,5 \cdot \gamma \cdot \delta; \quad \psi_1 = 0,90 \quad (7.4)$$

7.1.3.2 - Solicitações de cálculo pelo Estado Limite em Serviço (ELS)

Elas são dadas pela fórmula geral:

$$G_{\text{máx}} + G_{\text{mín}} + \gamma_{Q1} Q_1 + 0,6 T \quad (7.5)$$

onde:

G = carga permanente + retração

Q_1 = sobrecarga

T = ação da temperatura

- para as cargas fixas distribuídas ou concentradas variáveis no tempo:

$$\gamma_{Q1} = 1,2 \quad (7.6)$$

- para as cargas concentradas rolantes (conforme parágrafo 7.1.4 e 7.1.5):

$$\gamma_{Q1} = 1,2 \cdot \gamma \cdot \delta \quad (7.7)$$

7.1.4 - Coeficiente de Majoração Devido ao Tráfego

Na falta de justificativas mais precisas, as ações das cargas rolantes são majoradas pelo coeficiente seguinte:

$$\gamma = \log_{10} \left(10 + \frac{T}{16} \right) \quad (7.8)$$

onde T = número de passadas diárias sobre 4 metros lineares de largura.

7.1.5 - Coeficiente de Majoração Dinâmica

Na falta de justificativas mais precisas, as ações das cargas rolantes são majoradas pelo coeficiente seguinte:

$$\delta = 1 + \frac{0,3V^2}{V^2 + 200} \quad (7.9)$$

onde:

V = velocidade da carga rolante em km/h

7.2 Cálculo dos pavimentos armados

7.2.1 - Definição

Um pavimento é dito armado desde que o seu bom comportamento não possa ser assegurado pela resistência à tração do concreto, tendo em conta as características mecânicas do solo subjacente e é necessário equilibrar os esforços pela introdução das armaduras .

Nos casos onde a fissuração for considerada pouco nociva. O pavimento será obrigatoriamente armado sob a combinação das ações mais desfavoráveis quando:

- No “ELU” (Estado Limite Ultimo) definido em 7.1.3.1, a tensão teórica de tração de cálculo do concreto, supondo o material homogêneo, pela fórmula $\sigma = 6M/bh^2$ ou pelas outras fórmulas do CAPÍTULO VII deste documento, ultrapassar o valor $0,75 \sigma_R$, que representa a tensão de ruptura em flexo-tração, quer dizer convencionalmente a tensão da primeira fissura. Em outros termos, designaremos por σ_u a tensão resultante sob serviço, conforme a “ELU”.

Se $\sigma_u \leq 0,75 \sigma_R$ o pavimento não precisa ser armado (7.10)

Se $\sigma_u > 0,75 \sigma_R$ o pavimento deve ser armado ou reforçado com fibras metálicas (7.11)

- No “ELS” (Estado Limite de Serviço) definido em 7.1.32., Se a tensão teórica do concreto calculado supondo o material homogêneo, pela fórmula: $\sigma = 6M/bh^2$, ou pelas outras fórmulas do CAPÍTULO V deste documento, ultrapassar o valor da resistência nominal σ_N do concreto em flexo-tração ($\sigma_N = 0,60 \sigma_R$ cf. parágrafo 6.3.2.1), σ_R tem o mesmo significado citado anteriormente.

Em outros termos, designaremos por σ_{SERV} a tensão de cálculo em serviço pelo Estado Limite sob Serviço “ELS”.

Se $\sigma_{SERV} \leq \sigma_N$ o pavimento não será armado

Se $\sigma_{SERV} > \sigma_N$ o pavimento será armado ou reforçado com fibras metálicas

- Se as especificações do projeto forem tais que a fissuração deverá ser absolutamente evitada, o pavimento deverá ser armado.

7.2.2 - Dimensionamento

O cálculo do pavimento é efetuado aplicando-se a teoria das placas ou vigas sobre apoios elásticos. Sua armação obedecerá as regras “BAEL” e será disposta no mínimo à 2 cm da fibra mais tracionada.

Em cada sentido, a seção mínima por metro linear de armaduras tracionadas, expressas em centímetros quadrados é pelo menos igual à 0,15 ho, onde ho é a espessura do pavimento em centímetros (esta seção corresponde aos aços de alta aderência com limite de elasticidade igual à 500 MPa (5000 kg/cm²)).

7.2.3 - Deformações

O engenheiro deverá avaliar o valor dos recalques diferenciais prováveis à partir dos parâmetros seguintes:

- resultados da campanha de reconhecimento dos solos
- heterogeneidade do solo
- distribuição das cargas
- distância entre eixos das faixas carregadas
- espessura da camada compressível
- etc

7.3 - Cálculo dos Pavimentos Rígidos (não armados)

7.3.1 - Definição

Um pavimento não será armado se o seu bom comportamento for assegurado pela resistência à tração do concreto, tendo em conta as características mecânicas do solo subjacente, quer dizer, salvo especificação da obra, como indicado em 7.2.1 na última alínea, sob a combinação de ações mais desfavorável, a tensão teórica de tração calculada no concreto, supondo um material homogêneo, pela fórmula

$\sigma = \frac{6M}{bh^2}$ ou pelas outras fórmulas do capítulo VII desde documento deve ser:

• pela ELU: $\sigma \leq 0,75 \sigma_R$ (7.12)

• pela ELS : $\sigma \leq 0,60 \sigma_R$ (7.13)

Para os concretos correntes dosados à 350 kg de cimento de "classe 45" por metro cúbico, corresponde uma tensão máxima de cálculo .

$$\sigma = \frac{6M}{bh^2} \text{ no máximo igual a:}$$

- 2,8 mPa (28 kg/cm²) sob a combinação de ações mais desfavoráveis pela "ELU" definida em 7.1.3.1.
- 2,2 mPa (22 kg/cm²) sob a combinação de ações mais desfavoráveis pela "ELS" definida em 7.1.3.2.

O limite de 2,2 mPa corresponde à uma tensão de ruptura por tração medida de 2,75 mPa com um ensaio brasileiro e de 3,7 mPa com um ensaio de flexo-tração, para os concretos acima indicados.

Segundo o artigo 6.1.4, teremos nesse caso um coeficiente de segurança de pelo menos igual a 5/3.(1,7)

A resistência nominal σ_N não deve ser confundida com a resistência característica σ_{CAR} . Para o concreto definido acima então:

$$\sigma_N = 2,2 \text{ mPa,} \quad (7.14)$$

$$\sigma_{CAR} = 1,9 \text{ mPa} \quad (7.15)$$

7.3.2 - Verificação do Pavimento sob Efeito de uma Carga Concentrada

Na falta de cálculo mais preciso, poderemos utilizar a fórmula seguinte que fornece a tensão de tração por flexão do concreto de um pavimento submetido à uma carga concentrada.

$$\sigma = \frac{3,5\alpha}{h^2} P \cdot \gamma_{\alpha 1} \left(1 - \frac{\sqrt{r/R}}{0,925 + 0,22 \sqrt{r/R}} \right) \quad (7.16)$$

válida para $r/R < 1$ e $r \leq 20\text{cm}$

A fórmula acima refere-se ao caso mais desfavorável de um pavimento carregado em uma borda, onde:

$\alpha = 1$ quando as juntas do pavimento não são protegidas.

$\alpha = 2/3$ quando as juntas são conjugadas ou com passadores ou de retração com tela soldada ou de concreto reforçado com fibras (fig. 7.1 e 7.2).

P = carga concentrada

γ_{a1} = coeficiente de ponderação definido em 7.1.42 e em 7.1.32;

h = espessura do pavimento

r = raio do círculo de área igual a superfície de rolamentos do carro de manutenção, ou do pé das prateleiras;

R = rigidez relativa do pavimento definida pela fórmula (R tem a dimensão de um comprimento)

$$R = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-V^2)K}} \quad (7.17)$$

E = módulo de deformação instantânea ou diferida, do concreto (módulo de Young): ver artigo A212 do BAEL

V = coeficiente de Poisson tomado igual a 0,2 por convenção

K = módulo de reação do solo (ou módulo de Westergaard)

Este módulo é determinado pelo meio do ensaio standard de Westergaard que consiste em medir o recalque “e” de uma placa de aço de 25 mm de espessura e de 75 cm de diâmetro sob uma carga de 30 kN, originando no solo uma tensão média c pela fórmula $K = c/e$

c depende do sistema de unidade escolhido

1. Se exprimirmos as pressões em mPa e os comprimentos em m:

$$c=0,07 \quad (7.18)$$

2. Se exprimirmos as pressões em kg/cm² e os comprimentos em cm:

$$c = 0,7 \quad (7.19)$$

No primeiro caso as cargas são expressas em mN (1 mN $\cong$ 100t) e no segundo caso em daN (1 daN $\cong$ 1 kg).

No caso onde o ensaio de placa é efetuado segundo os procedimentos do LCPC (Leboratoire Central des Ponts et Chaussés) é

conveniente converter para medida do módulo de Westergaard “k”. Nos casos onde é conhecido o índice de suporte Califórnia poderemos dispensar o ensaio de placa e usar o diagrama de correlação da figura 7.3.

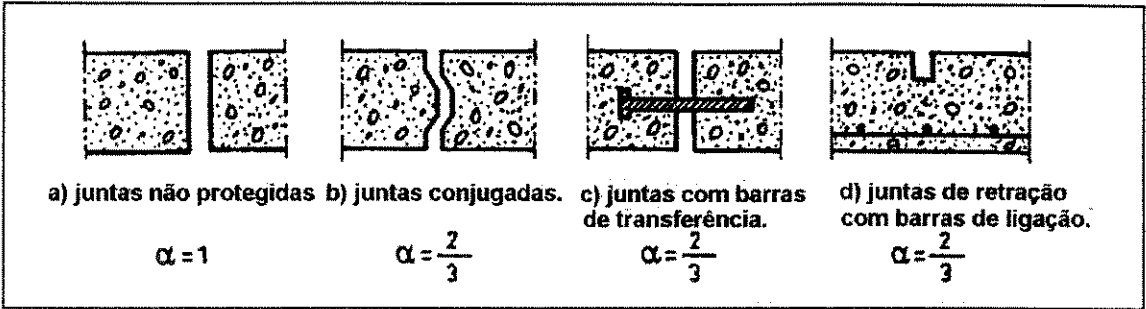
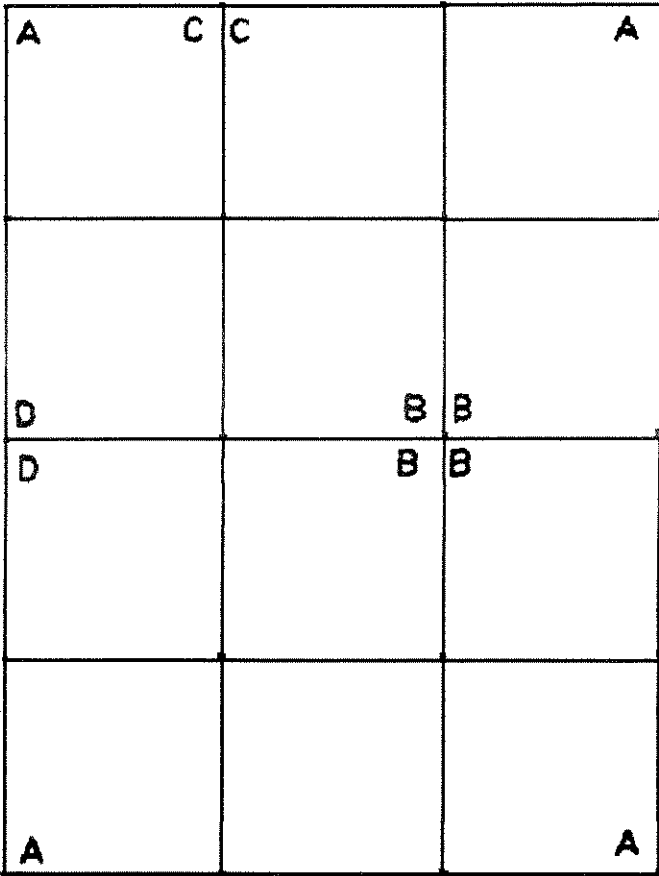


Figura 7.1 - Valores de α segundo o tipo de junta .



A : $\alpha = 1$

B, C, D : $\alpha = \frac{2}{3}$ para casos b,c ou d da figura 7.1

Figura 7.2 - Valores de α segundo a implantação das juntas.

Será considerado o índice mínimo CBR medido sobre a fôrma.

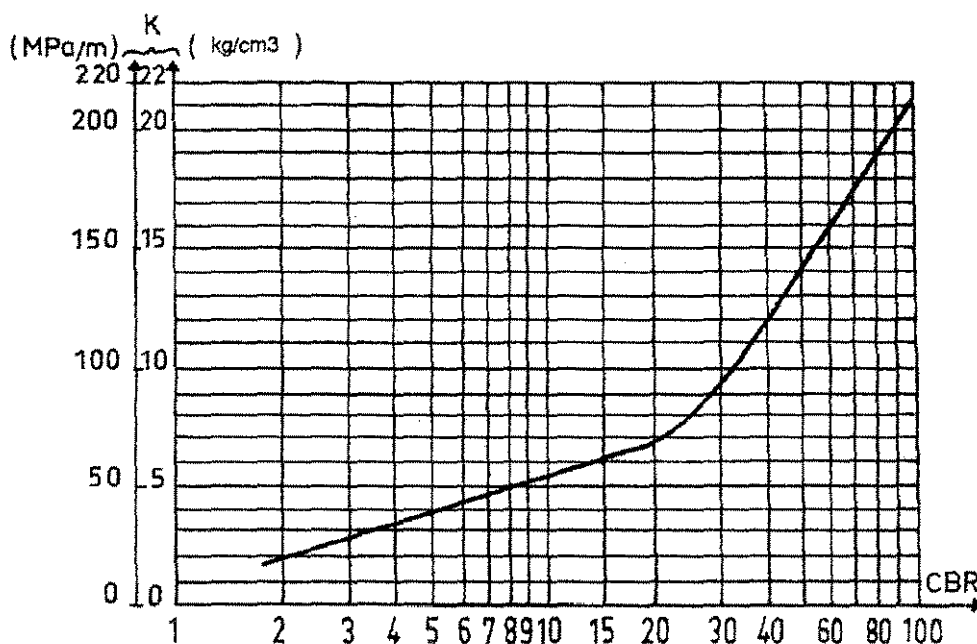


Figura 7.3 - Relação entre o módulo k e o índice CBR (índice suporte California)

7.3.3 - Verificação de um Pavimento sob Efeito de uma Carga Uniformemente Distribuída em uma faixa de comprimento Infinito

7.3.31 - Generalidades

Os cálculos dos pavimentos sob cargas distribuídas uniformemente em faixas longitudinais sofrem os efeitos dos recalques do terreno.

O recalque é função da carga aplicada por unidade de comprimento sobre o segmento da faixa considerada, da largura desta faixa e das características do solo em profundidade.

Os cálculos admitindo o solo elástico conduzem à resultados que são essencialmente função das características do solo sobre uma profundidade igual a 1,5 vezes a largura da faixa carregada. A atenção é dirigida aos fenômenos da consolidação dos solos e, em particular devido à migração da água sob carregamento, susceptível de originar assim recalques diferenciais irreversíveis importantes., se assim for, caberá ao projetista conforme o uso do

pavimento, decidir a substituição do pavimento por um piso estruturado com fundação.

O pavimento nunca poderá compensar os recalques de consolidação do solo.

7.3.32 - Caso dos Solos onde a Resistência em Profundidade é pelo menos igual à Resistência na Superfície

Nas fórmulas que seguem:

p = carga distribuída em kN/m^2

γ_{Q1} = coeficiente de ponderação definido em 7.3.1 e 7.3.2.

h = espessura do pavimento em m

E = módulo de elasticidade do concreto em mPa

L = largura da faixa carregada em m ou se ela é muito estreita, distância entre as juntas em m

K_w = módulo de reação de Westergaard do solo em mPa/m

σ = tensão de tração no pavimento em mPa

LCR = largura crítica do carregamento em m

D = diâmetro da placa de westergaard em m (0,75 m)

Os cálculos são feitos para determinar, nas faixas carregadas sobre uma segmento aleatório, um segmento crítico que provocará a tensão máxima no pavimento. Este segmento pode ser calculado pela fórmula:

$$L_{CR} = 3,4 \cdot \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{K_w}} \quad (7.20)$$

A tensão envoltória que corresponde à este segmento crítico é igual:

$$\sigma = 1,15 \times 10^{-3} \times p \times \gamma_{Q1} \times \sqrt[4]{\frac{E^3 h}{K_w}} \quad (7.21)$$

Se o tamanho da faixa carregada e a distância entre juntas forem superiores ao segmento crítico L_{CR} acima determinado, a tensão máxima é igual a tensão envoltória dada pela fórmula acima ou pela tabela abaixo.

Para um segmento L inferior à segmento crítico L_{CR} , o valor da tensão é dado pela fórmula:

$$\sigma = \frac{0,795}{D} \times 10^{-2} \times p \times \gamma_{Q1} \times \frac{EhL^3}{96Eh^3 + 2K_wL^4} \quad (7.22)$$

Tensões Máximas em mPa sob Carga distribuída Aleatória de 10 kN/m² (1t/m²)

A tabela 7.1 dá as tensões máximas obtidas sob carregamento aleatório em faixa para uma carga de 1t/m² sem aplicação do coeficiente de ponderação γ_{Q1} definidos em 7.3.1 e 7.3.2.

A dimensão L corresponde à distância entre juntas.

Alertamos para o fato de que para uma dada largura de faixa carregada, o aumento da espessura do pavimento pode conduzir, em certos casos, ao aumento das tensões e da fissuração no pavimento. Neste caso será necessário diminuir a distância entre juntas, em conjunto com o aumento da espessura do pavimento.

Tabela 7.1- Tensões Máximas em mPa sob carga distribuída aleatória de 10 kN/m² (1tf/m²).

$E= 12,000\text{ mPa}(120.000\text{kg/cm}^2)$

$E=38,000\text{mPa}(380.000\text{kg/cm}^2)$

k mPa /m	k kg/ cm ³	$\frac{h(\text{cm})}{L(\text{cm})}$	8	10	14	18	24	30						
									8	10	14	18	24	30
30	3	150	0,38	0,29	0,17	0,11	0,06	0,04	0,50	0,34	0,18	0,11	0,06	0,04
		300	0,55	0,58	0,60	0,53	0,40	0,29	1,29	1,28	1,02	0,75	0,47	0,32
		500	0,55	0,58	0,63	0,67	0,71	0,70	1,30	1,37	1,49	1,54	1,37	1,11
		800	0,55	0,58	0,63	0,67	0,72	0,76	1,30	1,37	1,49	1,59	1,71	1,80
60	6	150	0,29	0,24	0,16	0,11	0,06	0,04	0,44	0,32	0,18	0,11	0,06	0,04
		300	0,33	0,34	0,37	0,38	0,32	0,25	0,77	0,81	0,77	0,63	0,43	0,30
		500	0,33	0,34	0,37	0,40	0,43	0,45	0,77	0,82	0,89	0,95	0,96	0,87
		800	0,33	0,34	0,37	0,40	0,43	0,45	0,77	0,82	0,89	0,95	1,02	1,07
90	9	150	0,23	0,21	0,15	0,10	0,06	0,04	0,39	0,30	0,17	0,11	0,06	0,04
		300	0,24	0,25	0,28	0,29	0,27	0,23	0,57	0,60	0,62	0,55	0,40	0,29
		500	0,24	0,25	0,28	0,29	0,32	0,33	0,57	0,60	0,66	0,70	0,74	0,72
		800	0,24	0,25	0,28	0,29	0,32	0,33	0,57	0,60	0,66	0,70	0,75	0,79
120	12	150	0,19	0,18	0,14	0,10	0,06	0,04	0,35	0,28	0,17	0,11	0,06	0,04
		300	0,19	0,20	0,22	0,24	0,23	0,20	0,46	0,49	0,52	0,48	0,37	0,28
		500	0,19	0,20	0,22	0,24	0,25	0,27	0,46	0,49	0,53	0,56	0,60	0,61
		800	0,19	0,20	0,22	0,24	0,25	0,27	0,46	0,49	0,53	0,56	0,60	0,64
180	18	150	0,14	0,14	0,12	0,09	0,06	0,04	0,29	0,25	0,16	0,11	0,06	0,04
		300	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,17	0,34	0,36	0,39	0,39	0,33	0,26
		500	0,14	0,15	0,16	0,17	0,19	0,20	0,34	0,36	0,39	0,41	0,45	0,47
		800	0,14	0,15	0,16	0,17	0,19	0,20	0,34	0,36	0,39	0,41	0,45	0,47

Os valores de k adotados para esta tabela e para estas fórmulas correspondem ao menor valor do módulo de reação, obtidos por ensaios:

- sobre a superfície da fôrma
- sobre o subsolo (suporte da fôrma)

7.3.33 - Caso de um solo onde a resistência varia com a profundidade

A teoria precedente não se aplica mais e é conveniente determinar um módulo k fictício à partir da integração das deformações correspondentes ao bulbo de Boussinesq sobre as superfícies realmente carregadas.

Desde que a deformação no centro da faixa carregada seja assim determinada poderemos deduzir o módulo de elasticidade equivalente fictício do solo conduzido por aquele carregamento à um recalque idêntico, e deduzir o módulo de reação $K_{\text{FICTÍCIO}}$ que poderemos adotar, para os cálculos, igual à:

$$K_{w \text{ FICTÍCIO}} = \frac{\text{módulo de elasticidade equivalente}}{0,53 \times D} \quad (7.24)$$

A tabela e as fórmulas dadas acima (7.3.32), poderão ser utilizadas com o novo K_w fictício assim determinado.

7.3.34 - Outros métodos de cálculo

A teoria das vigas sobre apoios elásticos (teoria de Winkler) poderá, bem entendido, se aplicar com a condição de utilizar um módulo de reação K correspondente aos recalques reais da faixa carregada pela pressão considerada.

Este módulo poderá ser encontrado à partir da integração do bulbo das pressões de Boussinesq, ele será tomado igual ao valor da pressão correspondente ao recalque.

A título de indicação, para um solo onde a resistência é independente da profundidade, o módulo da reação no centro de uma faixa carregada de 3 m de largura será dez vezes menor que aquele obtido pelo ensaio da placa de Westergaard.

Na falta de cálculos mais precisos, no caso de um solo de características constantes, a envoltória das pressões nas faixas de largura aleatória uniformemente carregadas, poderá ser calculada pela teoria das vigas cruzadas (grelhas), à partir de um módulo de reação K que poderá valer:

$$K = K_w \times 0,458 \times D^2 \times \sqrt[2]{\frac{K_w}{Eh^3}} \quad (7.26)$$

onde:

K_w = módulo de Westergaard em Mpa/m

E = módulo de elasticidade do concreto Mpa

h = espessura do concreto em metros

D = diâmetro da placa de carregamento em metros.

Os métodos das vigas cruzadas (grelhas) conduz à uma envoltória de pressões dada pela expressão:

$$\sigma = 0,584 \times 10^{-3} \times p \times \gamma_{Q1} \times \sqrt[2]{\frac{E}{Kh}} \quad (7.27)$$

onde:

σ = pressão de tração no concreto em Mpa

p = carga distribuída em KN/m²

γ_{Q1} = coeficiente de ponderação definido em 7.1.31 e 7.1.32.

E = módulo de elasticidade do concreto em Mpa

h = espessura do pavimento em m

K = módulo de reação do solo, calculado como indicado mais acima, em Mpa/m.

7.3.35 - Casos dos solos de camadas múltiplas

Neste caso os cálculos são conduzidos pelo método das camadas múltiplas segundo o modelo de Burmeister adotando a seguinte condição:

- Admitir a hipótese da interface independente entre o corpo do pavimento e a forma.

7.3.4 - Avaliação dos recalques diferenciais

Os recalques diferenciais irão intervir nos parâmetros seguintes:

- natureza e repartição das cargas;
- características do pavimento.

7.3.41 - Caso de um solo homogêneo submetido à carregamentos em faixas

Na falta de uma estimativa mais precisa, poderemos utilizar as fórmulas seguintes, relativas ao carregamento uniforme de uma faixa de pavimento entre juntas:

- recalque diferencial t_d entre a borda da faixa carregada e o centro desta faixa (ver notações 7.3.32.)

$$t_d = \frac{\frac{pL}{104D}}{\frac{43,6Eh^3}{L^4} + K_w} \quad (7.28)$$

- recalque t_b da borda da mesma faixa:

$$t_b = \frac{pL}{533DK_w} \quad (7.29)$$

O recalque total é igual à soma dos recalques assim determinados.

7.3.4.2 - Caso de um solo submetido as cargas pesadas

As aproximações dadas pelas fórmulas precedentes baseadas na teoria de Boussinesq não substituirão em estudo geotécnico preciso no caso de cargas pesadas.

7.3.5- Efeito da Retração

Para uma laje livre, a tensão de retração longitudinal é dada pela fórmula;

$$\sigma = \frac{0,5C_r L p_o}{h} \quad (7.30)$$

onde:

σ = tensão de retração

C_f = coeficiente de atrito concreto-solo; na falta de valor preciso adotaremos $C_f = 1,5$. à título indicativo $C_f \cong 0,2$ com uma manta de polietileno sobre um colchão de areia de rio

p_o = peso da laje por unidade de superfície

h = espessura do pavimento

As tensões devidas à retração se somam com as tensões devidas às ações definidas nos parágrafos 7.3.2 e 7.3.3.

Se, conforme a "ELS", a tensão resultante for inferior a 2,2 mPa (22 kg/cm²) a armadura não será necessária.

Nos casos onde utilizarmos um cimento CLK para confeccionar o pavimento é indispensável proceder a um tratamento de cura muito metódico (estes cimentos apresentam em geral valores de retração superior as 50% dos valores de retração dos cimentos comuns).

7.3.6 - Condições de não Puncionamento

A carga concentrada de limite último P_u para um pavimento sobre o terrapleno é dada pela fórmula:

$$P_u < 0,04 f_{c28} p_c h \quad (7.31)$$

onde:

f_{c28} = resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias;

p_c = perímetro do contorno da superfície de impacto da carga aumentada de 4 vezes a espessura do pavimento (perímetro do contorno situado na semi espessura do pavimento com distribuição das cargas à 45°.

h = espessura do pavimento.

7.4 - Concreto com fibras

Os pavimentos em concreto reforçado com fibras (cf. 6.3.24.) se calculam pelos mesmos métodos de cálculo.

As tensões limites são indicadas nos cadernos de cargas específicas, em função das dosagens em fibra e das qualidades das fibras.

VIII

ANÁLISE E PROPOSIÇÃO DE NOVAS ESPECIFICAÇÕES

8.1 Introdução

No Brasil não é comum encontrar-se especificações ou projetos detalhados para a construção de pavimentos sobre o solo em edificações e tudo normalmente é feito segundo a experiência particular de cada construtor.

Pode-se distinguir dois grandes grupos de pavimentos em edificações:

- Os pavimentos cobertos .
- Os pavimentos descobertos.

Normalmente os problemas encontrados nos pavimentos descobertos são os mesmos problemas dos pavimentos cobertos adicionados àqueles causados pelas condições climáticas mais rigorosas e pela ação das águas.

Desta forma a quadra poliesportiva foi escolhida para análise neste trabalho em virtude do maior rigor requerido, de planidade, de acabamento de juntas, e também pôr ser um pavimento descoberto, estando submetido à um regime de ações mais agressivo do que a grande maioria dos pavimentos de edificações não industriais. E também pôr ter sido objeto de uma especificação detalhada que, de certa forma sintetiza a experiência existente para este tipo de obra

8.2 - Especificações existentes para os pavimentos de edificações descobertos.

As especificações para quadras de esportes abaixo apresentadas, pertencem à um raro caso de especificação detalhada escrita para pavimentos

de edificações hoje no Brasil e foram escritas aparentemente fundamentadas somente na prática dos construtores, e vem sendo executada através dos anos. Estas especificações são compostas pelos seguintes itens: planta, corte típico, descrição, aplicação, execução, recebimento, serviços incluídos no preço: fornecimento do material, execução e instalação, medição e composição do preço unitário. Para a finalidade deste trabalho serão excluídos da análise os três últimos itens.

São definidas quadras de esportes, com dois tipos de pavimentos:

- *pavimentos de concreto simples*
- *pavimento de concreto armado*

8.2.1 Descrição de especificações existentes para quadras de esportes descobertas com pavimentos de concreto simples .

a) desenho

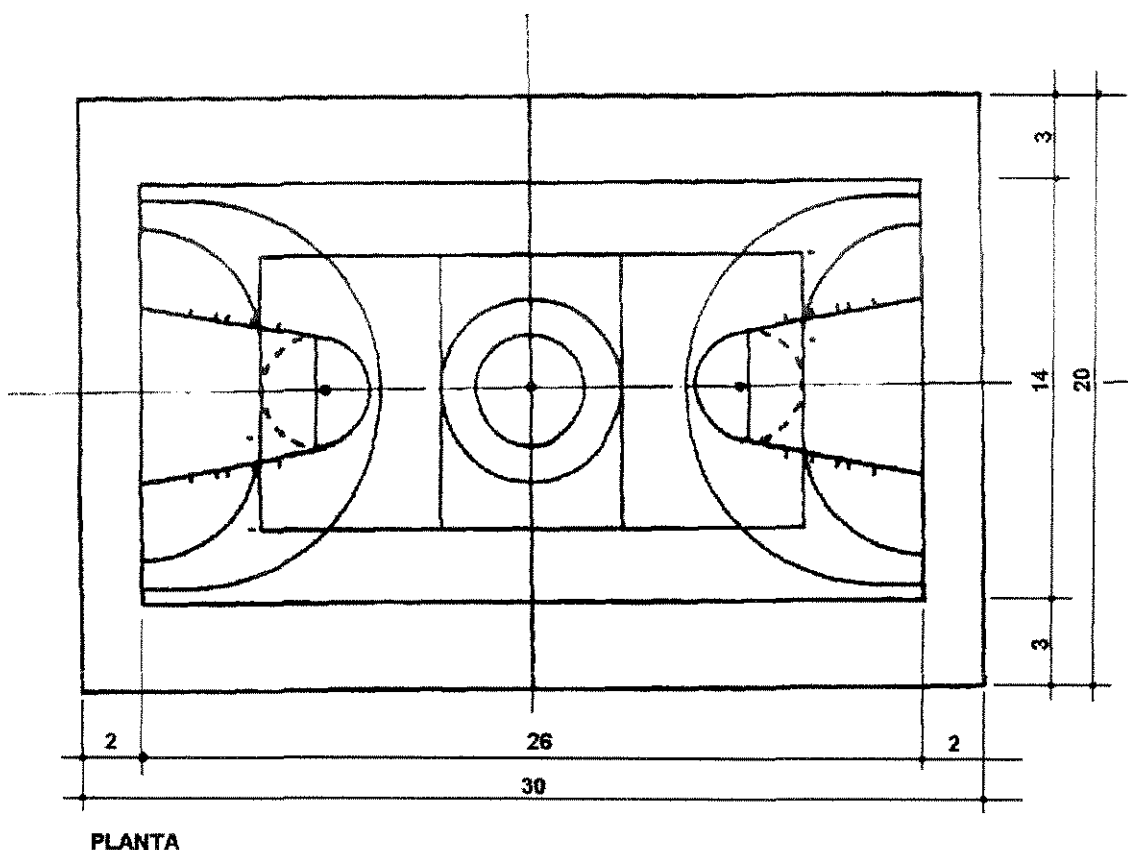


Figura 8.1-Planta do pavimento.

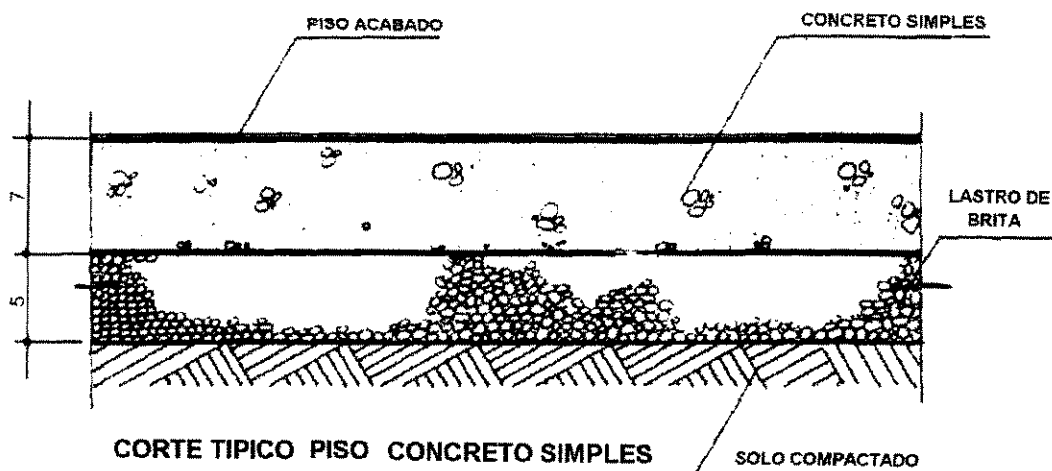


Figura 8.2-*Seção típica do pavimento de concreto simples.*

a)constituintes:

- Lastro de brita com 5 cm de espessura
- Pavimento em concreto simples com 7 cm de espessura
- Sub-leito compactado

b)aplicação:

- em áreas externas
- não utilizar em solos de baixa taxa de compressão

c)execução:

- Concreto 1:4:6, cimento, areia e brita desempenado com desempenadeira de aço,
- Concretagem em quadros alternados em 4 etapas; dimensão dos quadros 2m X 2m
- Pintura asfáltica nas faces deformadas formando as juntas.

d) tolerâncias:

- nivelamento máximo 0,5% de declividade para as laterais
- as juntas deverão estar perfeitamente niveladas.
- quadros com concavidade superior à 3 mm deverão ser rejeitados.

e) serviços incluídos no preço:

- apiloamento do terreno
- lastro
- pavimento de concreto
- areia para cura

- pintura asfáltica das faces das juntas deformadas

8.2.2 - Descrição das especificações existentes para quadras de esportes descobertas com pavimentos de concreto armado.

Desenho:

Planta -Idem à figura 8.1.

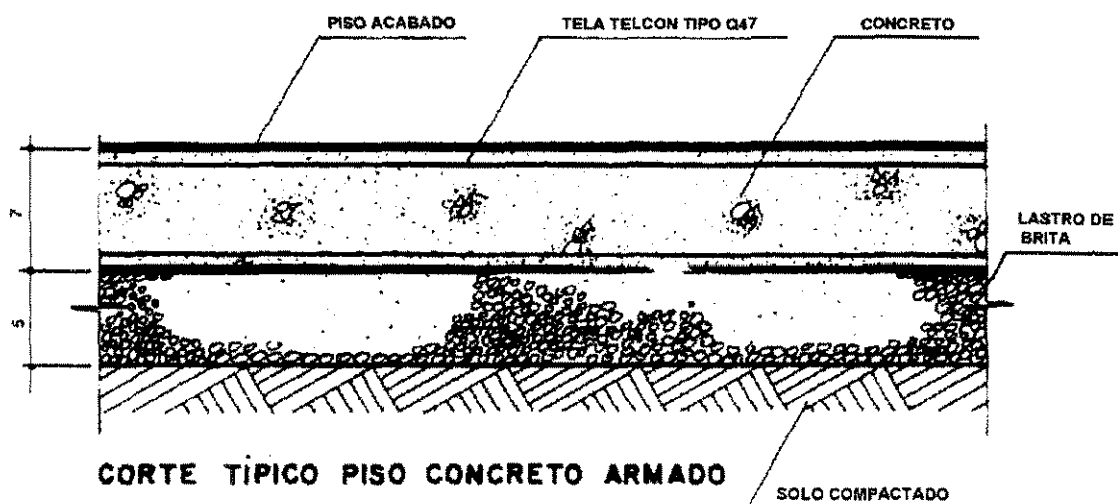


Figura 8.3-*Seção típica do pavimento em concreto armado.*

a) constituintes:

- lastro de brita com 5 cm de espessura
- pavimento de concreto armado com 7 cm de espessura

b) aplicação:

- em áreas externas
- para solos de baixa taxa de compressão

c) execução:

- pavimento
- concreto traço 1:4:6, cimento, areia e brita, desempenado com desempenadeira de aço.
- concretagem em quadros alternados, dimensões dos quadros 7,5 m X 10 m
- pintura asfáltica nas faces deformadas formando juntas.

d) tolerâncias:

- verificar o nivelamento: máximo de 0,5% de declividade para as laterais
- as juntas deverão estar perfeitamente niveladas.

- os quadros com concavidade superior a 3 mm deverão ser rejeitados.

e) serviços incluídos no preço:

- apiloamento do terreno
- lastro
- pavimento armado
- areia para cura.
- pintura asfáltica das juntas deformadas

8.3 Análise das especificações convencionais e formulação de novas propostas alternativas

8.3.1 Generalidades

Para apresentação de propostas alternativas, procurou-se na conceituação teórica, nas recomendações dos manuais e especificações normativas e na vivência profissional os elementos necessários para atingir os objetivos propostos.

8.3.2 Análise das especificações existentes

Anteriormente foram propostos dois tipos de especificações com vista a cobrir todas as variações possíveis, quanto à localização, tipo de solo, regime de águas, etc. a saber:

- pavimento armado
- pavimento de concreto simples

O pavimento foi armado com tela de aço dupla inferior e superior com quadros de 7,5 m X 10m ,destinado à execução em solos de baixa capacidade de compressão, com juntas simples desprotegidas.

O pavimento de concreto simples com quadros de 2m X 2m, destinado à execução em solos de boa capacidade de compressão, com juntas simples desprotegidas.

São analisados os seguintes pontos:

1. O fato do pavimento ser armado, não evita que em caso do aparecimento de recalques diferenciais haja o desnivelamento das juntas.

2. Tendo sido projetada com os painéis de maiores dimensões o pavimento armado tem o bulbo de pressões de cada painel atingindo maior profundidade, mobilizando um recalque de maior valor do que o pavimento não armado conforme a demonstração abaixo e a tabela 8.1:

Segundo o parágrafo 7.3.4.1 pode-se estimar o recalque total através da soma das quantidades calculadas através das expressões das expressões 7.28) e (7.29), desta forma podemos escrever:

$$t_{total} = \frac{\frac{pL}{104D}}{\frac{43,6Eh^3 + K_w}{L^4}} + \frac{pL}{533D K_w} \tag{8.1}$$

Supondo:

$$p= g+ q= 0,175+ 0,50= 0,675 \text{ t/m}^2= 6,75 \text{ kN/m}^2$$

E= 12000 mPa
D=0,75
 K_w =mPa/m
h=0,07 m

Pavimento armado :L=10 m
Pavimento não armado : L= 2 m

poderemos construir então a tabela 8.1.

Tabela 8.1- Recalques em centímetros.

	pavimento armado	pavimento não armado
Recalque diferencial	2,9	0,42
Recalque na borda	0,56	0,11
Recalque total	3,46	0,53

3. As juntas secas construídas com pintura asfáltica nas bordas impedem qualquer transferência de carga.

4. O índice da penetração de água de chuva pelas juntas é elevado.

Calcula-se a abertura da junta conforme Pitta (1984), e tabulamos os resultados na tabela 8.2

$$Z = L (\epsilon \Delta t + \delta) \tag{8.2}$$

onde:

Z= abertura máxima da junta (mm)

L= comprimento da placa (mm)

Δt = variação térmica = 45 °C

ϵ = coeficiente de variação térmica = 9×10^{-6} mm /mm /°C

δ = coeficiente de retração = 5×10^{-5} mm / m

Tabela 8.2 -Cálculo das aberturas das juntas.

	Abertura de junta mm	Área de junta m ²
pavimento não armado	0,91	0,57
pavimento armado	4,55/3,41	0,34

Se considerarmos o fluxo de água através da junta como se fosse um condutor, poderíamos de forma muito aproximada estimar a sua capacidade de descarga, usando a regra prática para dimensionar condutores que indica que cada 1cm2 de seção é capaz de drenar com segurança 1m2 de área.

Para o pavimento de concreto simples:

$$A_j = 0,34 \text{ m}^2 \rightarrow A_{\text{drenado}} = 3390 \text{ m}^2$$

Como se pode constatar, a área drenada é 5,6 vezes maior do que a área do pavimento, de onde conclui-se que, certamente o vazio total das juntas é capaz de esgotar toda a água que se precipita sobre a superfície do pavimento. De outra forma pode-se dizer que a área formada pelas aberturas das juntas é capaz de escoar com folga toda , ou quase toda a água.

Conclue-se que a não ser que sejam tomados cuidados para selar as juntas, toda água que precipita está sujeita a penetrar pelas juntas.

5. Tensões Produzidas nas placas devido ao carregamento.

Considerando que a diagonal máxima dos quadros deverá ser de 7m, conforme as recomendações do parágrafo 6.3.3.1, faremos os cálculos para quadros de 4m de largura por 5m de comprimento cuja diagonal será de 6,40 m.

Calculemos as tensões devido aos carregamentos parciais e distribuídos:

Carga acidental : $q_0 = 500 \text{ Kg/m}^2 = 5 \text{ kN/m}^2$

Peso próprio: $g = 0,07 \times 2500 = 175 \text{ Kg/m}^2 = 1,75 \text{ kN/m}^2$

$$p = q_0 + g = 6,75 \text{ kN/m}^2$$

Consideremos:

- Um terreno com pouca rigidez: $K = 0,3 \text{ N/mm}^3$
- Um módulo de elasticidade do concreto reduzido:
- $E = 12000 \text{ N/mm}^2$
- $h = 70 \text{ mm}$
- $\gamma_{Q1} = 1,50$
- $q = 6,75 \times 1,5 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^2 = 10,12 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^2$

Segundo a fórmula de HETËNYI, cuja dedução foi apresentada no parágrafo 3.3, e conforme a referência 6, a tensão máxima no pavimento de concreto provocada por uma carga distribuída é:

$$\sigma_{max} = \frac{1,008}{r^2 \cdot h^3} q \quad (8.3)$$

Onde:

$$r = \sqrt[4]{\frac{3k}{E h^3}} \quad (8.4)$$

Temos:

$$r = \sqrt[4]{\frac{3 \times 0,30}{12000 \times 70^3}} = 3,84 \times 10^{-3} \quad (8.5)$$

$$\sigma_{max} = \frac{1,008 \times 10,12 \times 10^{-5}}{(3,84 \times 10^{-3})^2 \times 70^2} = 1,40 \text{ N/mm}^2 \cong 14 \text{ Kg/cm}^2 = 1,4 \text{ mPa} \quad (8.6)$$

Considerando:

$$\sigma = \frac{\sigma_{max}}{0,6} = \frac{1,4}{0,6} = 2,3 \text{ mPa} \quad (8.7)$$

É a resistência de ruptura à flexo-tração requerida para o concreto.

Este valor é compatível com concretos de 350 kg/m³ de consumo.

A espessura de 7 cm será mantida a princípio, se pensarmos em atender o estado limite último, ou seja obedecer os limites de tensões abaixo dos admissíveis. Lembramos porém, que no parágrafo 6.3.2 as normas francesas recomendam uma espessura mínima de 8cm para qualquer pavimento e de 10 cm para quadra esportivas, que tem a finalidade de manter os empenamentos dentro de tolerâncias compatíveis com a finalidade do pavimento, ou seja atender à um estado limite de utilização.

8.3.3 Conclusões

1. A armação da quadra prevendo o caso de terreno compressível é inútil, pois a armação não compensará recalques do terreno.
2. A utilização de juntas de construção com transferência de carga impedirá os desnivelamentos entre placas(degraus).
3. A junta do tipo conjugada para juntas de construção reduzirá a vazão de penetração de água e impede o escape de finos, além de reduzir as tensões na placa.
4. A fôrma deverá ter características tais que, em caso de sub-leito em solo impermeável, possa efetuar a drenagem da água que se infiltra pelas juntas.

8.4 Proposição de novas especificações

Com base nas conclusões anteriores, e atendendo às recomendações das normas e manuais, proporemos a adoção do projeto de pavimentos de concreto simples descobertos com as seguintes características:

1. Em solos impermeáveis ou em presença de umidade:

A fôrma necessitará de drenos perimetrais com declividade para escoamento de águas pluviais.

2. O tamanho dos quadros será de no máximo de 4 X 5 m (diagonal com menos de 7m conforme 6.3.3.1).

3. A resistência mínima do concreto à tração será de 2,5 mPa. O consumo mínimo de cimento será de 350 kg/m³ de concreto. Para acabamento desempenado a proporção de areia em volume de agregado deverá estar na faixa de 35% a 50%.

4. Fôrma deverá conter uma camada de areia sob o corpo do pavimento para reduzir as tensões devido à restrição ao movimento pelo atrito com a fôrma.

5. As juntas de construção serão preferencialmente do tipo conjugada .

6. A espessura da fôrma será de no mínimo 10 cm em terrenos impermeáveis, ou úmidos.

8.3.5-Memorial descritivo de proposta alternativa para a construção de pavimento de concreto simples para quadras de esportes descobertas.

1 Preparo do terreno:

Remover resíduos de vegetação e matéria orgânica. Deixar o caimento projetado.

O aterro deverá atingir o grau de compactação de 95% do proctor normal.

2. Lastro de brita e areia

O lastro deverá ter 7cm de brita e 3cm de areia

Em caso de solos impermeáveis, deverá ser construído dreno perimetral com 0.5% de declividade em tubos furados $\varnothing=10\text{cm}$ envolto em manta geotextil no interior de vala de 0.40 m de largura com brita nº2., formando com o lastro granular um sistema drenante

3. Fôrmas e Desforma:

Usar desmoldante nas fôrmas e só retirá-las após três dias. Não emendar os sarrafos fora dos piquetes.

4. Dosagem do Concreto:

O concreto deverá ter consumo mínimo de cimento de 350 kg/m^3 de concreto , para uma resistência à flexo tração de $2,5\text{MPa}$.A proporção mínima areia/cimento será de 3:1,a proporção de areia no volume de agregados ficará entre 0.38 e 0.5.

5. Lançamento e Adensamento do Concreto:

De preferência usar régua vibratória apoiadas nos sarrafos de fôrma e panos de 4mx15m concretados em dama.

6. Acabamento do Concreto:

É proibitivo usar pó de cimento seco sobre a superfície, bem como capa de argamassa.

O acabamento será dado no próprio concreto.

7. Desempeno do concreto:

Antes de desempenar o concreto com a colher de aço, deverá ser feita a retirada de ar incorporado e o adensamento dos finos da superfície com uma desempenadeira de alumínio feita na própria obra(substitui a desempenadeira de madeira).

8. Acabamento com polimento mecânico de concreto:

opcionalmente o acabamento será dado pelo polimento da superfície sem desempenar, com abrasivo nº 36 e estucagem com nata de cimento e bianco, e polimento total com abrasivo nº 60.

9. Acabamento final das superfícies que não serão polidas mecânicamente:

Após o desempenho com a desempenadeira de aço, ficarão imperfeições na superfície, que serão eliminadas com o estamento e, ligamento ,ainda úmido, de pasta de cimento comum misturado com cimento branco e adesivo à base de água (BIANCO ou similar) aplicados com um rodo comum (semelhante ao tratamento de concreto estrutural aparente).

9. Cura:

É importante proteger o concreto nos primeiros sete dias contra a rápida evaporação de água, com a cobertura de areia úmida, ou pintura plástica com "curing" (otto baumgart),ou similar, de forma à evitar o desagregamento superficial, o aparecimento de fissuras, e o abaulamento dos panos.

10. CORTE DAS JUNTAS:

O corte deverá ser feito aproximadamente após 40 horas do endurecimento do concreto, dependendo das condições climáticas. O corte prematuro pode provocar o arrancamento da brita deixando buracos. O corte tardio pode permitir o aparecimento de fissuras de retração ,a deformação excessiva das bordas, e o consumo excessivo de discos de corte.

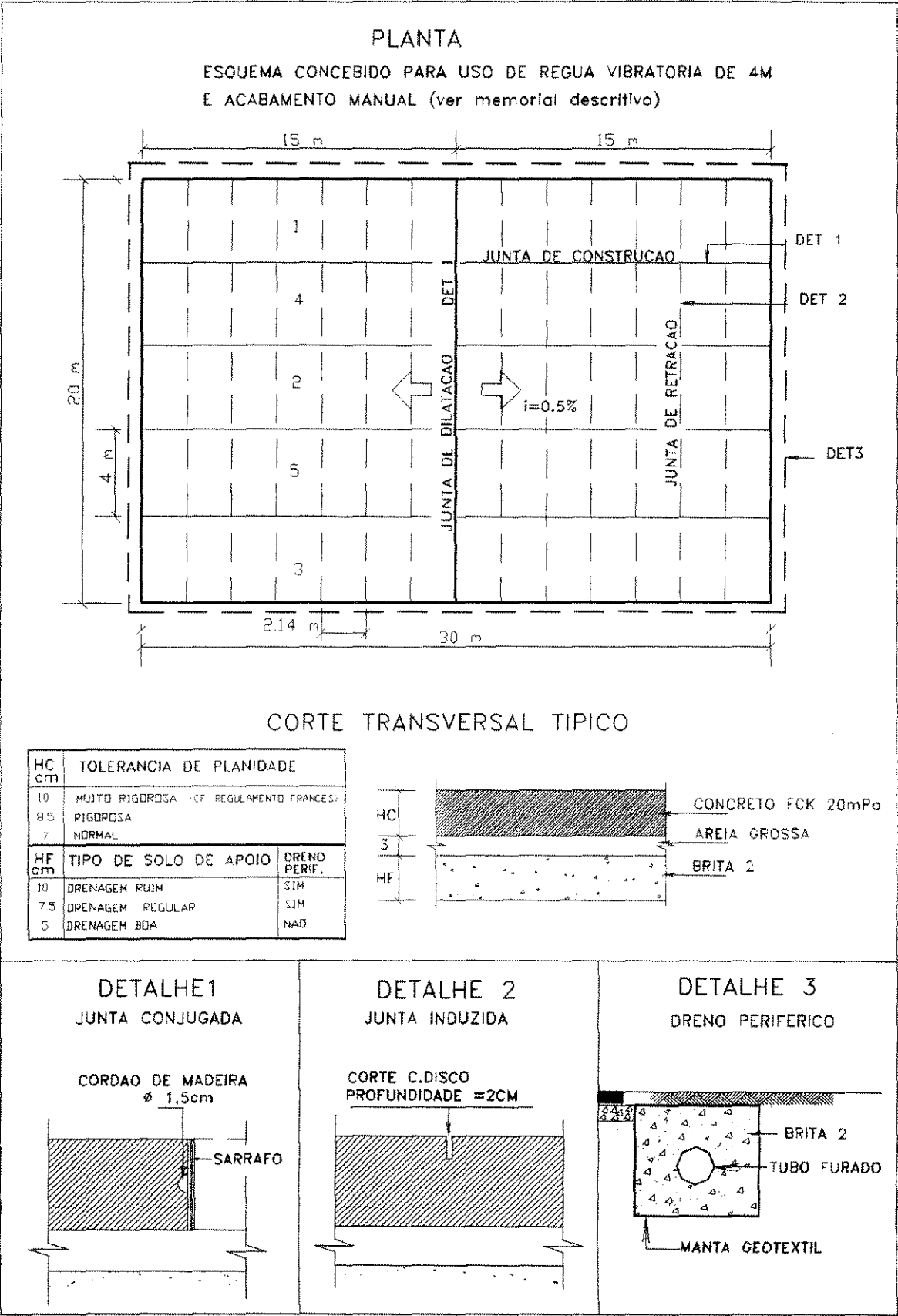


Figura 8.4-Proposta para execução de um pavimento de concreto simples descoberto para prática de esportes

IX

CONCLUSÕES FINAIS

9.1-Resumo das ações atuantes nos pavimentos

Os pavimentos sobre o solo estão sujeitos à tensões provenientes das fontes abaixo:

- a) Flexão devido à cargas aplicadas.
- b) Flexão oriundas dos movimentos horizontais diferenciais devido à formação de gradientes térmicos e/ou higrométricos através do corpo do pavimento, e que provocam o arqueamento ou empenamento da placa.
- c) Tensões devido à restrição ao movimento horizontal higrométrica e/ou térmica pelo atrito com a fôrma.
- d) Tensões devido à rupturas do sub-leito causadas por solapamento e erosões por deficiência de drenagem.
- e) Tensões devido à recalques excessivos devido à existência de camadas compressíveis ou compactação deficiente.
- f) tensões devido à impactos.

9.2- Fatores que influem no bom desempenho dos pavimentos

- A participação da fôrma como importante elemento na estabilidade estrutural do pavimento. Esta influência é significativa nos casos dos pavimentos descobertos, onde as variações térmicas e higrométricas severas acentuam o aparecimento de tensões devido aos itens b e c, e também devido a penetração de água pelas juntas (item d).
- Devido às tensões do item c, dependerem do atrito do pavimento com a fôrma é interessante reduzi-lo pelo uso de uma camada de areia.
- O uso de uma membrana plástica de escorregamento sob o pavimento para reduzir o atrito, em pavimentos externos, poderá aumentar o gradiente de retração e o empenamento.
- A espessura da fôrma influi na secagem da face inferior do pavimento. A espessura adequada afasta a placa da umidade do sub-leito.
- A espessura da fôrma é importante para assegurar uma drenagem eficiente, principalmente sobre sub-leitos impermeáveis.
- Em casos onde é necessário uma drenagem eficiente, os drenos perimetrais compõem com a forma um sistema drenante adequado
- As juntas de construção deverão ser conjugadas para dificultar a penetração da água e evitar o escape de material fino da fôrma
- As juntas induzidas por corte com serra deverão ser previstas para ter aberturas pequenas e assegurar a quantidade geométrica e transferência de carga por engrenamento de agregados.
- O emprego de armaduras para combater recalques é inútil.

- Os recalques aumentam proporcionalmente ao tamanho dos quadros.
- A retração é amplificada quando as espessuras de placa diminuem.
- A dosagem do concreto deverá permitir uma resistência a abrasão adequada ao uso, que corresponde ao emprego de concretos com consumo de cimento acima de 300 Kg/m³, areia bem graduada, baixo fator água-cimento, cura adequada
- A proporção de areia no total de agregados deverá ser aumentada para permitir o acabamento direto sobre a superfície. Esta proporção deverá ficar em torno de 40%.
- O emprego de réguas vibratórias e o acabamento polido é favorável, pois possibilita o uso de fator água-cimento baixo.

9.3- Considerações Finais

Alguns fatores externos vem contribuindo para que sejam feitas inovações tecnológicas, que vem surgindo em resposta à crescente exigência ao desempenho dos pavimentos nas edificações::

- Disseminação de equipamentos de pequeno porte (makita) entre as empresas construtoras para corte de concreto com disco de diamante ou carborundum.
- Disponibilidade de locação de equipamentos à custos relativamente baixos, como réguas vibratórias, desempenadeiras mecânicas, máquinas politrizes e também máquinas para corte de concreto tipo Clipper.

Além disso, outros equipamentos mais modernos, estão chegando ao Brasil como as réguas vibratórias treliçadas com 18 metros ou mais de comprimento; as máquinas de nivelar concreto controladas com dispositivo à laser; as novas tecnologias como a utilização de cimento especial para

pavimentos de retração compensada e uso de concreto reforçado com fibras, os quais poderão em futuro próximo, ser incorporados às técnicas utilizadas em nosso dia a dia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **WESTERGAARD, H. M.** - " Mechanics of progressive Cracking in concrete Pavements"University of Illinois-Public Roads,v10, n4,1929.
2. **HETÈNY, M** - " Beams on elastic foundation - Theory with application in the fields of Civil and Mechanical Engineering. ANN Arbor: The University of Michigan press - (1946)"
3. **Concrete Inspection Procedures "** - PCA - Portland Cement Association, John Wiley & Sons Inc. - cap 6 - (1977).
4. **PITTA, Marcio Rocha & CARVALHO, Marcos Dutra de** - Pisos industriais de Concreto - Parte I, São Paulo, ABCP - 2ª revisão-maio (1989).
5. **"Annales de L'Institute Technique du batiment et de Travaux Publics"** - nº 482 - Mars-Avril - Serie Gros Ceuvre 37 - Travaux de Dallage - regles professionnelles - pag 55 a 82 - (1990).
6. **" Soleras Industriales em hormigón con fibras de acero DRAMIX"** - DRAMIX - N. V. BEKAERT S. A. - (1991)..
7. **PITTA, Marcio Rocha & CARVALHO, Marcos Dutra de** - Pisos Industriais de Transferência, Barras de Ligação e Armadura Distribuída Descontínua - Parte II; Projeto de Juntas - Parte III - São Paulo, abril - (1994).
8. **" Concrete Industrial Ground floors "** - A guide to their design and construction - Concrete Society Technical report nº 34 - Second Edition - (1994).
9. **"Annales de L'Institute Technique du batiment et de Travaux Publics"** - nº 525 - Juillet-Août - Serie Technique Générale de La Construction 152- Contribution à l' Étude de la Pathologie des Dallages Industriels en Béton- pag 61 a 81 - (1994).
10. **"Design Methods for Structurally Reinforced Concrete Pavements",** Anders Losberg , Transactions of Chalmer University of Technology , Gothenburg,Sweden, nº250, 1961.

BIBLIOGRAFIA

1. **"Applied Elasticity."**, Timoshenko & Lessels J.M., Pitsburg, Westinghouse tech night School Press, 1925.
2. **"Tiebars for concrete pavements"** Portland Cement Association, Skokie, 1961 (IS-106P).
3. **"Principles of pavement design"**, Yoder E.J. & Witczak M.W., 2ed New York, John Wiley, 1975, J.Scott
4. **"Guide for Design and Construction of concrete Parking Lots"**, ACI Committee 330, American Concrete Institute-Concrete International, august 1987, pp 36-42.
5. **"Shrinkage Crack Control in AS3600"** Murray, M.H., Civil Engg Trans, IE Australia, Vol CE 33, n°4 December 1991 - pp.225-231.
6. **"Very Early Post-tensioning of Prestressed Concrete Pavements"**, J.Scott O' Brien, Ned H. Burns, and Frank McCullough, American Concrete Institute-Structural Journal, Vol.90, N°6, November -December 1993, pp 658-665.
7. **"Annales de L'Institute Technique du batiment et de Travaux Publics"** - n° 525 - Mars-Avril - Serie Technique Générale de La Construction 149- Béton Renforcé de Fibres: Applications aux Dallages Industriels - pag 93 a 128 - (1994).
8. **"Practical guide to the installation of Dramix® steel fibre concrete floors"**, N.V: Bekaert, Zwevegem, Belgium, 1994.
9. **"Parametric Study of Slab-on-grade Problems due to Initial Warping and Point Loads"**, J.Scott O' Brien, Ned H. Burns, and Frank McCullough, American Concrete Institute-Structural Journal, Vol.91, N°1, March-April 1994, pp 198-210.
10. **"Comparative Study of Plain and Steel Fiber Reinforced Concrete Ground Slabs"**, H. Falkner, Z. Huang, and M. Teutsch William S. Phelan, American Concrete Institute-Concrete International, January 1995, pp 45-51.