

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

EDINILSON DE CASTRO FERREIRA

**ANÁLISE DE DIMENSIONAMENTO DE PISOS INDUSTRIAIS DE
CONCRETO**

RECIFE

2014

EDINILSON DE CASTRO FERREIRA

ANÁLISE DE DIMENSIONAMENTO DE PISOS INDUSTRIAIS DE CONCRETO

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia de pavimentação e Engenharia Estrutural

Orientador: Prof. Dr. Paulo Ribeiro

RECIFE

2014

Catálogo na fonte

Bibliotecária: Rosineide Mesquita Gonçalves Luz / CRB4-1361 (BCTG)

F383p Ferreira, Edinilson de Castro.

Análise de Dimensionamento de pisos industriais de concreto /
Edinilson de Castro Ferreira. – Recife: O Autor, 2014.

122f., il., figs., gráfs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Paulo Ribeiro.

TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Departamento de Engenharia Civil, 2014.

Inclui Referências e Anexos.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO

EDINILSON DE CASTRO, *Análise de Dimensionamento de Pisos Industriais de Concreto*

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia de pavimentação e Engenharia Estrutural

Aprovado em __/__/__ pela banca examinadora constituída pelos seguintes professores:

Prof. Dr. Paulo Marcelo V. Ribeiro
Orientador/UFPE

Prof. Dr. Afonso Henrique Sobreira de Oliveira
UFPE

Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira
UFPE

RECIFE, 2014

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer, em primeiro lugar, a Deus, pela força e coragem durante toda esta longa caminhada.

À minha família: meu pai *Anilson de Melo*, minha mãe *Edjane de castro (in memorie)*, minha esposa e filhos, *Magdala, Gabriel e Miguel*, a minhas irmãs e a toda minha família por sua capacidade de acreditar em mim e que com muito carinho e apoio, não mediram esforços para que eu chegasse até esta etapa da minha vida.

A todos os amigos do curso de graduação de Engenharia Civil por estarem presentes e dispostos a me ajudar e motivar durante todos estes anos.

A Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) por me proporcionar uma formação profissional e humana.

Aos professores do curso de Engenharia Civil pelos ensinamentos passados durante estes cinco anos de curso.

Agradecimento especial ao professor *Paulo Marcelo Ribeiro*, pela dedicação, paciência, convívio e incentivo como professor e orientador.

RESUMO

O presente trabalho visar fazer um estudo sobre os métodos analítico de dimensionamento de pisos industriais de concreto, avaliando os resultados encontrados por tais métodos e comparando-os com resultados através de software de dimensionamento de pavimento industrial. Entre os métodos analíticos de dimensionamento do estudo destacam-se os modelos de Westergaard e Meyehof os quais foram comparados com o programa comercial Belgo Pavimento 2.0. As comparações foram feitas em termos de momento fletor, área de aço e peso total de aço em um pavimento modelo. O trabalho também faz uma abordagem dos principais temas envolvendo pisos industriais de concreto tais como: tecnologias do concreto, tipos de aço em pavimentos, principais solicitações em pisos industriais, aspectos geotécnicos, projeto de juntas e controle de qualidade.

Palavras-chave: Pisos Industriais – Dimensionamento. Concreto. Métodos Analíticos. Programa Comercial Belgo Pavimento 2.0 – Software.

ABSTRACT

This study aimed to do a study on the analytical methods of sizing industrial concrete floors, evaluating the results obtained by such methods and comparing them with results through industrial pavement design software. Among the analytical methods to study the design stand out models of Westergaard and Meyehof which were compared with the commercial program Belgo Floor 2.0. The comparisons were made in terms of bending moment, steel area and the total weight of steel in a floor model. The work also makes an approach to the main themes involving concrete floors industries such as: concrete technology, steel flooring types, major applications in industrial floors, geotechnical aspects, together design and quality control.

Keywords: Industrial Floors - Design. Concrete. Analytical Methods. Commercial Program Belgo Floor 2.0 - Software.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Placa de concreto sem Barra de Transferência.....	17
Figura 2.2 - Placa de concreto sem Barra de Transferência.....	18
Figura 2.3 - Pavimento de concreto com armadura distribuída continuamente.....	19
Figura 2.4 - Pavimento de concreto armado.....	20
Figura 2.5 - Pavimento de concreto protendido.....	20
Figura 2.6 - Diagrama de dosagem para concreto (Betat, E.F.,2009).....	23
Figura 2.7 - Screed Laser (fonte: www.betomaq.com.br).....	24
Figura 2.8 - Fibras de aço no concreto (fonte: www.concremix.com.br).....	26
Figura 2.9 - Telas soldadas (fonte: ibrateltelas.com.br).....	27
Figura 2.10 - Empilhadeira de rodagem simples (fonte: jfcempilhadeiras.com.br).....	30
Figura 2.11 - Empilhadeira de rodagem dupla (jfcempilhadeiras.com.br).....	30
Figura 2.12 - Corredor de circulação entre forças uniformemente distribuídas (Fonte: Oliveira, 2000).....	31
Figura 2.13 - Montante de prateleiras (fonte: Oliveira, 2000).....	31
Figura 2.14 - Corte para execução da junta serrada (fonte: blogdopetcivil.com).....	34
Figura 2.15 - Juntas de construção com o uso de barras de transferência (fonte: www.rhinopisos.com.br).....	35
Figura 2.16 - Juntas de expansão: a) com barras de transferência b) e de encontro (fonte: www.clubedoconcreto.com.br).....	36
Figura 2.17 - Detalhe cantos internos do piso (fonte: www.lmbrasil.com.br).....	37
Figura 2.18 - Detalhes especificados em 4, 5 e 6 (fonte: www.lmbrasil.com.br).....	37
Figura 2.19 - Junta serrada terminando em junta de encontro, gerando fissuras a 90° em relação à curva (fonte: www.lmbrasil.com.br).....	38

Figura 2.20 - Junta de construção terminando em junta serrada gerando uma trinca alinhada com a junta de construção (fonte: www.lmbrasil.com.br).	38
Figura 2.21 - Junta com uso do selante (fonte: www.lmbrasil.com.br).	39
Figura 2.22 - Ensaio de placa para obtenção de Kv; a) interpretação pelo trecho de interesse de um ensaio com estabilização e b) pelo trecho de descarregamento-descarregamento (para análise de carregamento cíclico). (FONTE: Velloso, 1998).	43
Figura 3.1 - Modelo de Winkler (Dulce, 1997).	48
Figura 3.2 - Os três casos de carregamento em uma placa de pavimento de concreto (Dulce, 1997).	51
Figura 3.3 - Tensões térmicas geradas nas placas dos pavimentos de concreto devido às variações diárias de temperatura (Dulce, 1997).	57
Figura 3.4 - Esquema para auxílio a carta de influência número 2 (carga no centro) – Fonte: Pitta, 1997.	60
Figura 3.5 - Esquema para auxílio a carta de influência número 6 (carga na borda) – Fonte: Pitta, 1997.	61
Figura 3.6 - Distribuição de momentos em placa sobre base elástica devida a carga concentrada antes (A e B) e após a plastificação (C) (fonte: Rodrigues, 2004).	64
Figura 4.1 - Espreadimento de tensões devido à carga (Carnio, 2004).	74
Figura 4.2 - Diagrama retangular de distribuição de esforços no banzo comprimido (Apostila de concreto armado, USP).	75
Figura 4.3 - Cargas distribuídas em faixas (Carnio, 2004).	77
Figura 4.4 - Sistema porta-palete (Rodrigues, Gasparetto & Botacini, 2006).	79
Figura 4.5 - Cargas múltiplas e suas influências nos momentos (Carnio, 2004).	80
Figura 4.6 - Cargas aplicadas próximas às juntas. (Pinto Jr e Carnio, 2004).	81
Figura 4.7 - Distribuição de esforços nas barras de transferência (Rodrigues, Gasparetto & Botacini, 2006).	82
Figura 4.8 – Deformação da barra de transferência (Rodrigues, Gasparetto & Botacini).	83

Figura 5.1 - Carga da empilhadeira (Carnio, 2004).	86
Figura 5.2 - Distribuição esquemática das prateleiras e arranjo dos pallets.	89
Figura 5.3 - Situação mais desfavorável para carga no centro.	90
Figura 5.4 - Situação mais desfavorável para carga na borda.	91
Figura 5.5 - Situação mais desfavorável para carga no canto.	92
Figura 6.6 - Prateleira localizada no contorno do piso.	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Dados de Cargas e Velocidade da empilhadeira dos tipos CPC (fonte: Xerez, 2013).	29
Tabela 2.2 - Valores de K_{s1} em Kgf/cm ³ (Terzaghi, 1955).	43
Tabela 2.3 - Valores de K (kN.m ⁻³) de acordo com Moraes (1976).	44
Tabela 3.2 - Valores de E_c em função da resistência a compressão (Carnio, 2004).	78
Tabela 4.2 - Dados para a escolha das barras de transferência.	81
Tabela 6.1 - Telas soldadas tipo Q (Pitta, 1997).	101

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	APRESENTAÇÃO	14
1.2	JUSTIFICATIVA	15
1.3	OBJETIVOS E METODOLOGIA	16
1.4	SÍNTESE DAS PRINCIPAIS CONTRIBUIÇÃO EM PISOS INDUSTRIAIS	17
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	20
2.1	CLASSIFICAÇÃO DOS PAVIMENTOS	20
2.1.1	Pavimentos de Concreto Simples (PCS)	20
2.1.2	Pavimento de Concreto com Armadura Distribuída	21
2.1.3	Pavimentos de Concreto Armado (PCA)	22
2.1.4	Pavimentos de Concreto Protendido (PCPRO)	23
2.2	MATERIAIS	24
2.2.1	Tecnologia do Concreto	24
2.2.1.1	Procedimentos de Dosagem	24
2.2.1.2	Lançamento do concreto	26
2.2.1.3	Cura do Concreto	27
2.2.2.	Aço nos pavimentos	28
2.2.2.1	Fibras de aço	28
2.2.2.2	Telas soldadas para armaduras resistentes e de retração	29
2.2.2.3	Barras de transferência	31
2.3	SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO	31
2.3.1	Cargas de empilhadeiras	31
2.3.2	Carregamento distribuído	33
2.3.3	Forças concentradas	34
2.3.4	Esforços de retração no concreto	34
2.3	ESFORÇOS RESULTANTES DE VARIAÇÃO DE TEMPERATURA	35
2.4.	JUNTAS DOS PAVIMENTOS	36
2.4.1	Tipos de juntas	36
2.4.1.1	Juntas serradas (JS)	36
2.4.1.2	Juntas de Construção	37
2.4.1.3	Juntas de Expansão	38
2.4.2	Projeto geométrico	39
2.4.3.	Selantes para juntas	42

2.5	ASPECTOS GEOTÉCNICOS.....	42
2.5.1	Tipos e aplicações de sub-bases	43
2.5.2	Tipos de sub-bases	44
2.5.3	Coefficiente de reação vertical (K)	44
2.5.3.1	Ensaio de placa	45
2.5.3.2	Uso de tabelas e valores típicos	46
2.5.3.3	Cálculo do recalque da fundação real	47
2.5.3.4	Relação do módulo de reação vertical com o Índice de Suporte Califórnia (ISC) - 48	
3	MODELOS CLÁSSICOS.....	49
3.1	MODELAGEM DA FUNDAÇÃO DO PAVIMENTO.....	49
3.2	TEORIA CLÁSSICA DE PLACAS ISOTRÓPICAS.....	49
3.3	SÍNTESE SOBRE APLICAÇÃO DOS MÉTODOS NUMÉRICOS.....	51
3.4	MODELO DE WESTERGAARD.....	52
3.4.1	Carga aplicada no canto da placa	53
3.4.2	Carga aplicada no interior da placa	54
3.4.3	Carga aplicada na borda da placa.....	56
3.4.4	Conclusões e limitações acerca das equações de Westergaard	57
3.4.5	Tensões causadas por uma temperatura diferencial entre a superfície e a base da placa. 59	
3.5	AS CARTAS DE INFLUÊNCIA DE PICKETT & RAY (1951).....	61
3.6	O MÉTODO DA PCA DE 1966	64
3.7	O MÉTODO DA PCA 1984.....	65
3.8	MÉTODO DE CÁLCULO PLÁSTICO SEGUNDO LOSBERG(1961)	66
3.9	FÓRMULAS DE MEYERHOF	67
4	DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE PISOS INDUSTRIAIS.....	68
4.1	CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR	69
4.1.1	Momento fletor segundo Westergaard	69
4.1.2	Momento fletor segundo Losberg	70
4.1.3	Momento fletor segundo Meyerhof.....	73
4.2	DIMENSIONAMENTO PARA CARGA MÓVEL DE EMPILHADEIRA	74
4.3	DIMENSIONAMENTO PARA CARREGAMENTO DISTRIBUÍDO	78
4.4	DIMENSIONAMENTO PARA CARGA DE PRATELEIRA	80
4.4.1	Influência nos momentos de cargas pontuais adjacentes	81
4.5	JUNTAS: TRANSFER	83

4.6	Dimensionamento das barras de transferência.....	83
5	ESTUDO DE CASO	87
5.1	DIMENSIONAMENTO PARA CARGA DE EMPILHADEIRA	88
5.1.1	Cálculo do momento fletor e influência da carga adjacente	89
5.2	DIMENSIONAMENTO PARA CARGA DE MONTANTE DE PRATELEIRA.....	91
5.2.1	Cálculo do momento fletor e influência das cargas adjacentes	92
5.3	RESULTADOS UTILIZANDO O SOFTWARE BELGO PAVIMENTO 2.0.....	97
5.4	CÁLCULO DA ARMADURA	101
5.4.1	Comprimento da emenda	104
5.4.2	Dimensionamento da barra de transferência	105
5.4.3	Detalhamento da armação (apresentação gráfica)	106
6	CONTROLE DA QUALIDADE EM PISOS INDUSTRIAIS	108
6.1	CONTROLE DO SUBLEITO SUB-BASE	108
6.2	CONCRETAGEM DA PLACA DE CONCRETO.....	108
6.3	JUNTAS.....	109
6.4	TOLERÂNCIAS SUPERFICIAS.....	109
7	CONCLUSÕES	111
	REFERÊNCIAS	113
	ANEXO	114

1. INTRODUÇÃO

1.1. Apresentação

O presente trabalho trata-se da análise de dimensionamento de pisos industriais e estar organizado em seis capítulos. O primeiro consta da justificativa, objetivos, metodologia adotada e uma síntese das principais contribuições de alguns autores ao tema.

O segundo trata-se da fundamentação teórica, onde é apresentado temas de relevância para o desenvolvimento da teoria envolvida no dimensionamento de pisos industriais.

No terceiro capítulo serão apresentadas às análises analíticas que deram origem ao dimensionamento de placas apoiadas em solo de fundação, dando destaque para as teorias de autores como Westegaard, Losberg e Meyerhof.

O quarto capítulo aborda o objetivo principal do trabalho. Onde constam as principais recomendações de projeto, as soluções com a utilização de software comerciais e as analogias com os modelos clássicos citados no capítulo anterior.

O quinto capítulo será feito um estudo de caso, que será o dimensionamento de um pavimento de uma indústria, onde constarão detalhes importantes nos projetos de pavimento, assim como a apresentação gráfica para a execução do projeto.

O sexto e capítulo aborda os principais parâmetros de qualidade no processo executivo de pisos industriais.

O sétimo e ultimo apresenta as conclusões acerca do tema.

1.2. Justificativa

O projeto de pisos industriais envolve procedimentos de cálculo que consideram as ações atuantes em placas apoiadas sobre base elástica, levando em conta as vinculações existentes com placas adjacentes.

E esse tipo de estrutura é solicitado, predominantemente, por cargas acidentais e por cargas permanentes, devendo também ser levados em consideração efeitos produzidos por variações de temperatura e retração.

O dimensionamento pode ser feito com base na determinação das tensões de tração causadas pela flexão das placas, no qual são empregados ábacos que representam as expressões deduzidas por Westergaard. Alguns modelos dos procedimentos de cálculos encontram-se nos critérios estabelecidos por órgãos como a PCA (Portland Cement Association), IBTS (Instituto Brasileiro de Telas Soldadas) e ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland).

Portanto, tendo em vista os custos envolvidos numa indústria, seja na fase de execução (Implantação) ou na fase de produção, torna-se indispensável uma análise coerente dos métodos de dimensionamento e os critérios de estabelecidos para a execução de um projeto confiável. Além disso, um piso mal dimensionado pode levar ao aparecimento de fissuras e trincas, levando ao comprometimento dos processos produtivos de uma indústria. Este trabalho também se justifica pela carência de um estudo totalmente direcionado para estes tipos de solicitações em pisos (Empilhadeira, Prateleiras, Variações térmicas e etc.) nos cursos de graduação em engenharia civil.

1.3. Objetivos e metodologia

Este trabalho tem como objetivo principal analisar os modelos de dimensionamento de pavimentos rígidos de concreto com ênfase para os pisos industriais e comparar os resultados entre si e com os resultados do software comercial BELGO PAVIMENTOS de dimensionamento, com a intenção de saber se os mesmos oferecem resultados próximos.

Para o cálculo do momento fletor nas placas de concreto usou-se as equações de Westergaard, Meyerhof e o momento fletor calculado pelo software comercial. O trabalho também aborda o detalhamento da armadura da placa, as tecnologias do concreto utilizado em pisos industriais e os tipos e funções do solo de fundação das placas de concreto.

1.4. Síntese das Principais Contribuições em Pisos Industriais

Os métodos clássicos de dimensionamento de pavimentos rígidos baseiam-se na consideração das propriedades mecânicas do concreto, sendo a mais importante à resistência à tração na flexão, o suporte da fundação do pavimento medido pelo módulo de reação do subleito e das características do carregamento, onde são considerados a magnitude das cargas, sua posição em relação à geometria das placas e o efeito do número de repetições de eixos solicitados durante o período de projeto.

Em 1925, Westergaard apresentou pela primeira vez uma base lógica e científica para a avaliação das tensões nos pavimentos de concreto. Nesta análise se deu ênfase na determinação das tensões máximas nas placas de espessura uniforme, considerando três condições de carregamento:

- 1 – A carga aplicada no interior de uma placa a uma considerável distância dos bordos;
- 2 – A carga aplicada no canto da placa;
- 3 – A carga aplicada no bordo da placa a uma considerável distancia do canto.

Além das tensões Westergaard desenvolveu fórmulas para o cálculo das deflexões para as três situações de carregamento.

Em 1951, Pickett e Ray desenvolveu as cartas de influência para a solução das equações de Westergaard, as quais em seguida passaram a ser perfeitamente substituídas por ábacos de fácil utilização, desenvolvidos pelos mesmos autores.

Em 1961, Losberg apresentou um trabalho considerado pioneiro em abordar apenas os pavimentos de concreto estruturalmente armado. Embora Losberg tenha feito algumas adaptações em função de ensaios em laboratório e de campo, suas teorias têm por base as equações de Westergaard e as cartas de influência.

Já em 1966, a PCA (Portland Cement Association) publicou um método de dimensionamento fundamentado nos estudos de Westergaard, nos trabalhos de Pickett e Ray e em vários outros trabalhos, como por exemplo, Bradbury e Kelley. O método da PCA utiliza-se de dados como:

- Resistência do concreto a tração;
- Suporte de subleito (“k” e CBR%);
- Estudo de tráfego;
- Consumo de resistência à fadiga.

Em 1984, a PCA, lançou um novo método, que além de utilizar os critérios anteriores, introduziu o conceito de ruína por erosão da fundação.

Atualmente, é comum o uso de programas de elementos finitos que analisam os pavimentos rígidos, utilizando os princípios de viga (laje) sobre subleito, ou laje sobre o subleito representado pela hipótese de Winkler.

Em relação ao concreto usado nos pisos industriais, segundo Rodrigues, Botacini e Gasparetto em o *Manual Gerdau de Pisos Industriais*, esclarecem que características como a retração hidráulica e a resistência ao desgaste situa-se no mesmo patamar de importância que a resistência mecânica do piso.

Ainda segundo os mesmos autores, fissuras causadas por retração hidráulica lidera o ranking das principais patologias encontradas nos pavimentos. Portanto, o concreto ideal para pisos é aquele que apresente as resistências – abrasão, compressão e tração na flexão – exigidas em projeto, possua alta capacidade de deformação e alongamento na ruptura, permitindo que ele se deforme e dissipe as tensões geradas pela retração e deformações térmicas a que o pavimento estará sujeitas ao longo da sua utilização.

Para realizar a concretagem em pisos industriais, segundo Públio Rodrigues (2006), atualmente é comum o uso de equipamentos denominados Laser Screed, que espalham, vibram, dão um primeiro acabamento superficial e que permitem grande produtividade, variando de 1500m² a 3000m² por dia de trabalho.

Quanto à avaliação funcional de pavimentos industriais, Balbo (2009) esclarece que para a averiguação de padrões de rolamento, empregam-se equipamentos que permitem o levantamento milimétrico do perfil superficial dos pavimentos, o que possibilita a determinação de índices de qualidade funcionais, cujo padrão mundial é o Índice Internacional de Irregularidade (*International Roughness Index – IRI*). Entre os perfilômetros mais eficientes para a determinação do perfil e do IRI em pavimentos de concreto, atualmente são dois equipamentos assim enquadrados: o *dipstick* e o perfilômetro a *Laser*, que se aplicam diferentemente, conforme as extensões de medições a serem realizadas.

Para Balbo (2009) o levantamento de defeitos nas placas e nos demais elementos de pavimentos de concreto é o primeiro passo para a determinação das atividades de manutenção. Em alguns trabalhos de engenharia, o entendimento da feição ou morfologia do defeito é importante ainda para o conhecimento de suas causas.

Quanto à armação utilizada no pavimento de concreto estrutural armado, segundo Oliveira (2000), devido à facilidade de execução, tem-se adotado nas placas de concreto, ao invés de barras de aço, telas soldadas. As telas são malhas de aço pré-fabricadas, onde as barras transversais são soldadas, por caldeamento, às barras longitudinais, evitando assim o trabalho de amarração. As telas podem ser quadradas, quando possuem a mesma área de aço por unidade de comprimento, nas duas direções; ou retangulares, quando apresentam áreas de aço diferentes.

Tópicos	Autor	Contribuições
Modelos Analíticos	Westergaard (1925)	Avaliação de tensões e deflexões em placa para cargas no centro, no canto e na borda.
Dimensionamento	Pickett e Ray (1951)	Uso de ábacos das equações de Westergaard.
Dimensionamento	Losberg (1961) e Meyerhof	Dimensionamento de pavimentos estruturalmente armados.
Dimensionamento	PCA (1966 e 1984)	Método de dimensionamento baseados em estudos de vários autores.
Concreto em pisos industriais	Públio Rodrigues, Botacini e Gasparetto (2006).	Avaliação da importância do controle da retração hidráulica e o do acabamento superficial.
Processo executivo	Públio Rodrigues (2007)	Equipamentos de lançamento e adensamento do concreto.
Funcionalidade e Patologias	Balbo (2009)	Averiguação da planicidade do pavimento e diagnósticos para a manutenção do piso.
Aço nos pavimentos	Oliveira (2000)	Uso de telas soldadas.

Quadro 1.1 - Quadro resumo.

2. Fundamentação Teórica

2.1. Classificação dos Pavimentos

2.1.1. Pavimentos de Concreto Simples (PCS)

São pavimentos constituídos de placas de concreto moldado *in loco*, apoiado em um solo de fundação, e que os esforços, tanto de compressão quanto o de tração, são resistidos pelo próprio concreto. As placas de concreto são definidas pela serragem das juntas transversais e longitudinais.

A principal motivação para a serragem das juntas igualmente espaçadas é o controle da retração hidráulica na massa do concreto fresca. Tal corte induz que a fissuração seja exatamente nessa junta, evidentemente mais enfraquecida (“a corrente rompe no elo mais fraco”).

Tais conformações delimitam verdadeiras placas de concreto, e a estrutura de pavimento estará bastante condicionada a essa condição geométrica para apresentar suas respostas às cargas impostas ao pavimento (Balbo, 2009).

O aço empregado nesse tipo de pavimento são as barras de transferência, que são posicionadas exatamente nas juntas e tem como objetivo aliviar as tensões provocadas pelas cargas nessas regiões, fazendo a transferência de parte dos esforços para a placa subsequente. Esse efeito é denominado transferência de carga e ocorre em qualquer junta de pavimentos de concreto em placas.

A não existência de BT é um aspecto muito importante do ponto de vista do fundamento do cálculo estrutural do PCS, e delimita muito bem qual tipo de teoria ou método empregar quando de sua existência (Balbo, 2009).

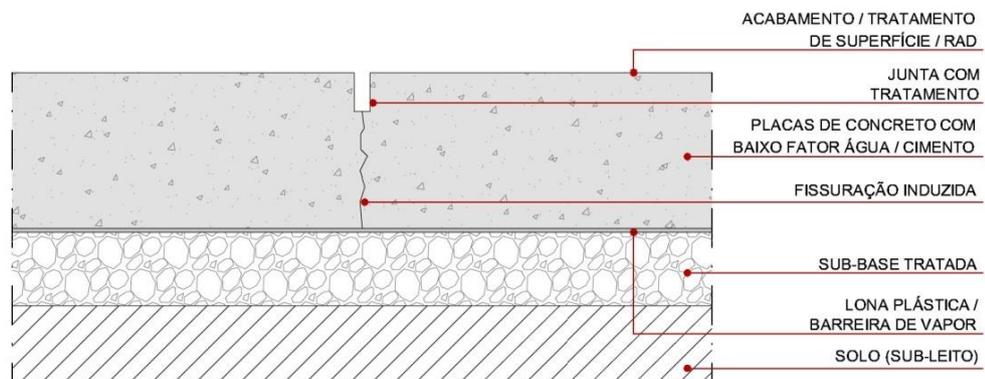


Fig. 2.1 – Placa de concreto sem Barra de Transferência.

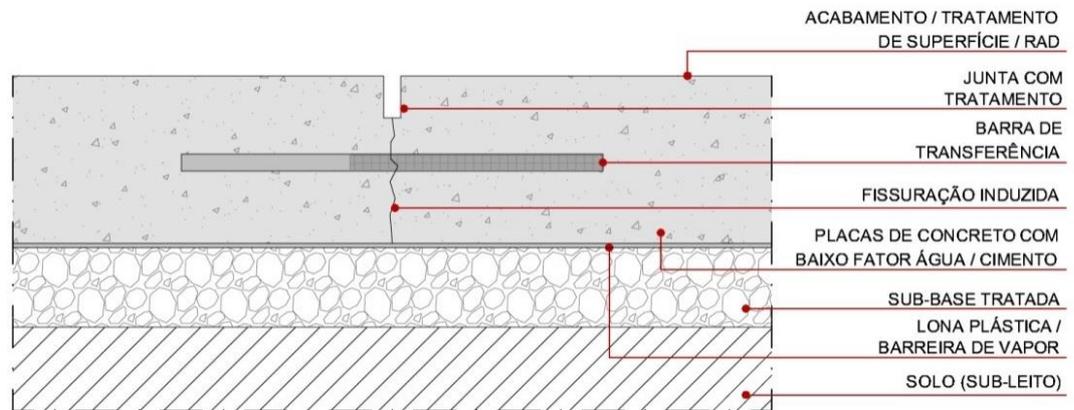


Fig. 2.2 – Placa de concreto com Barra de transferência.

Um pavimento de concreto simples pode ainda apresentar armadura em poucas placas isoladas, eventualmente exigidas pelo projeto, para combater a fissuração por retração, sem, no entanto, tal armadura destinar-se a combater esforços de tração. Mantêm-se, assim, as características típicas de um PCS. O espaçamento entre juntas serradas, comum atualmente, é entre 4,5m a 6m.

2.1.2. Pavimento de Concreto com Armadura Distribuída

Os pavimentos de concreto com armadura distribuída são compostos por placas de concreto e uma tela posicionada no terço superior destas com o objetivo de controlar a fissuração causada pela retração por secagem do concreto.

Segundo Rodrigues (2003), é o sistema de pavimentos industrial mais popularmente empregado na indústria da construção civil brasileira. A partir de ensaios, constata-se que a presença da tela (armadura distribuída) não só controla a fissuração, como também apresenta uma resposta estrutural ao sistema de pavimentação.

A montagem da armadura distribuída pode ser feita “in loco”, através da amarração de barras de aço conforme especificadas em projeto (tipo do aço, bitolas e espaçamentos). Porém, em função da racionalização dos processos construtivos e desenvolvidos recente das tecnologias de telas soldadas pelo IBTS (Instituto Brasileiro de Telas Soldadas), estão disponíveis no mercado, produtos que atendem perfeitamente o segmento de pisos industriais.

Essas telas são compostas por fios de aço transversais e longitudinais dispostos ortogonalmente e soldados por caldeamento em todas as interseções. São encontradas em diversos tamanhos e densidades de malhas, ficando a critério do projetista, selecionar o tipo de malha mais indicado para cada caso e fazer especificação em projeto (Rodrigues, 2004).

Os pavimentos de concreto com armadura distribuída podem ser sub-classificados em pavimentos de concreto com armadura distribuída continuamente e pavimento de concreto com armadura distribuída descontinuamente. As interrupções nas armaduras são executadas quando há necessidade de disposição de juntas serradas no pavimento para controle da fissuração por retração e dilatação.

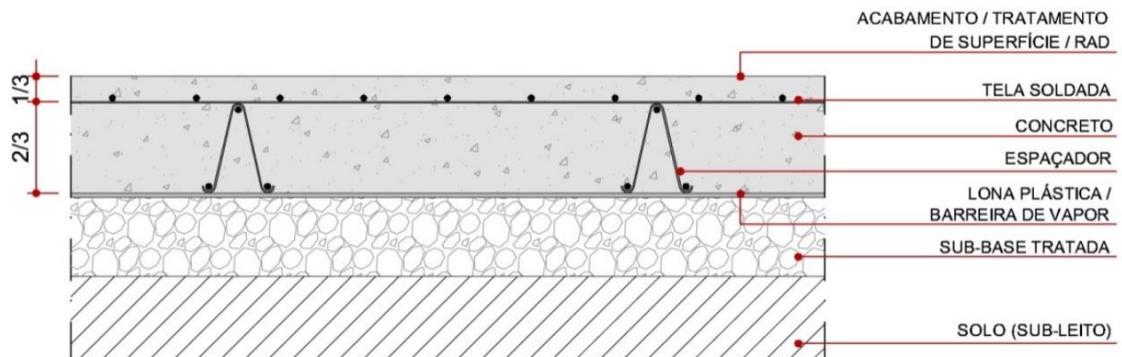


Fig. 2.3 – Pavimento de concreto com armadura distribuída continuamente.

2.1.3. Pavimentos de Concreto Armado (PCA)

Esse tipo de pavimento de concreto é formado por placas armadas na parte inferior, onde se desenvolve as maiores tensões de tração. O aço tem a função de resistir a essas tensões, o que permite diminuir a espessura da placa e aumentar o espaçamento entre as juntas. Os PCA trabalham sob ação de esforços em flexão, e a densidade de armaduras resistente nessas placas, bem como de retração, é considerável.

O PCA diferencia-se muito do PCS, em termos de fundamento de dimensionamento e de análise de tensões, pela hipótese assumida em projeto, de que os esforços de tração críticos que ocorrem em fibras superiores ou inferiores de uma placa armada são obrigatoriamente absorvidos pela área transversal da armadura de aço, projetada e disposta de modo racional para cumprir tal função (Balbo, 2009).

A utilização dos pisos estruturalmente armados é recomendada principalmente em solos com baixa resistência, e de acordo com o dimensionamento prévio poderá apresentar índices variados de armação de combate à tração.

As placas de concreto estruturalmente armado possuem, em média 15m de comprimento e de 14cm a 16cm de espessura.

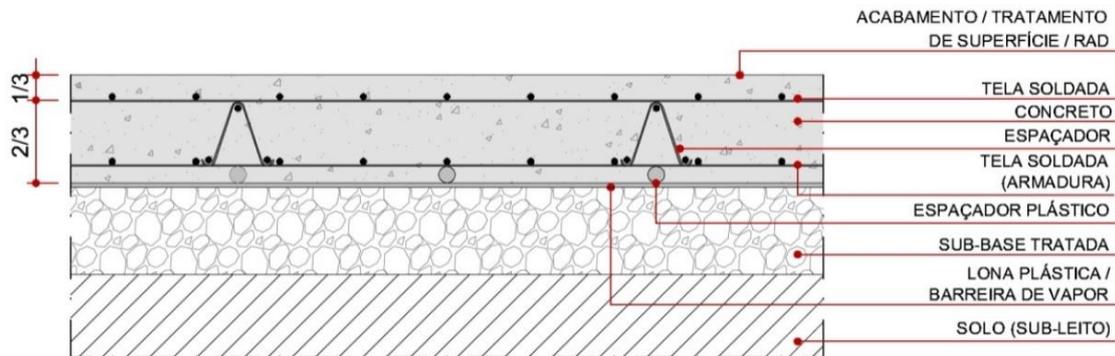


Fig. 2.4 – Pavimento de concreto armado.

2.1.4. Pavimentos de Concreto Protendido (PCPRO)

Nesse tipo de pavimento, a resistência do concreto à tração é controlada pela protensão que comprime previamente o concreto, criando nele uma reserva de tensão que permite uma redução sensível na espessura da placa. Durante a atuação dos carregamentos exteriores, por veículos ou por efeitos ambientais, apenas ocorre tração no concreto protendido quando o esforço prévio de compressão é superado.

Os PCPRO permitem a execução de grandes placas de concreto sem necessidade de juntas de contração, inclusive com o emprego de placas de espessura bastante inferior à do PCS.

Em função do número reduzido de juntas, o sistema protendido apresenta menores riscos de patologias causadas pelo mau funcionamento destes elementos. Assegura-se baixo custo de manutenção e maior durabilidade, favorecendo a operação e tráfego de equipamentos móveis.

Embora o piso protendido apresente inúmeras vantagens em relação ao comportamento do sistema construtivo, durabilidade e custo competitivo, a técnica construtiva exige um controle tecnológico dos processos bastante cuidadoso, com ênfase no planejamento de execução e definição de estratégias para cada etapa da obra (Senefonte, 2007).

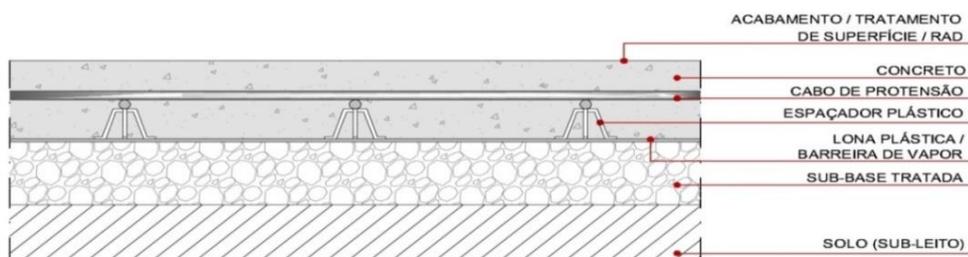


Fig. 2.5 – Pavimento de concreto protendido.

2.2. Materiais

2.2.1. Tecnologia do Concreto

2.2.1.1. Procedimentos de Dosagem

A dosagem de concreto trata-se do procedimento o qual faz-se um proporcionamento entre os materiais constituinte do concreto com o objetivo de atingir as propriedades requeridas do concreto no estado fresco e endurecido. Entre os procedimentos existentes mais conhecidos, temos: a dosagem empírica, baseada na “experiência acumulada”, sem recorrência a critérios racionais para o estabelecimento da proporção dos componentes do concreto, o método do ACI (*American Concrete Institute*) e o método proposto por Helene e Terzian (1992).

O método proposto por Helene e Terzian (1992) consiste em uma sequência de procedimentos de proporcionamento de materiais em laboratório, considera simultaneamente o abatimento desejado para o concreto, ou seja, a necessidade de plasticidade ou trabalhabilidade enquanto fresco, variando-se os teores de argamassa seca na mistura, para a obtenção de uma quantidade mínima de água para o atendimento da consistência e da própria resistência final desejada (Balbo, 2009).

O método pode ser assim sistematizado (Balbo, 2009):

ETAPA 1:

- i. Fixar os agregados, dimensão, origens e características. Levantar em conta as taxas e cobrimento das armaduras e espessura do pavimento.
- ii. Fixar o abatimento desejado, que é função do método construtivo a ser empregado.
- iii. Fixar a resistência a ser atingida na dosagem, resistência de projeto.

ETAPA 2:

- iv. Determinar em laboratório um traço-piloto para o abatimento desejado para o concreto. Considerando-se as massas (ou peso) de cimento (P_c), de agregados miúdos (P_a), de agregados graúdos (P_p) e de água (P_h), o traço é dado pela seguinte relação entre proporções:

$$\frac{P_c}{P_c} : \frac{P_a}{P_c} : \frac{P_p}{P_c} : \frac{P_h}{P_c} \quad (2.1)$$

ou

$$1 : a : p : \frac{a}{c} \quad (2.2)$$

Onde a é a relação entre a massa de agregados miúdos e de cimento; p é a relação entre a massa de agregados graúdos e de cimento; a/c é a relação entre a massa de água e a massa de cimento (relação água/cimento). A soma de a e p é chamada de massa total de agregados por massa de cimento, e dada por:

$$m = a + p \quad (2.3)$$

Assim o teor de argamassa seca no concreto é dado por:

$$\alpha = \frac{1 + a}{1 + a + p} = \frac{1 + a}{1 + m} \quad (2.4)$$

- v. Variar o valor de α , para se encontrar visualmente o ponto ideal, manipulando a mistura com colher de pedreiro. Helene (2005) sugere ser iniciado no traço piloto com 0,33, incrementando-o de 0,02 em 0,02.
- vi. Prepara a mistura completa com água de amassamento, não superando, no caso de pavimentos, uma relação a/c de 0,55 para concretos convencionais ou de 0,4 para CAD, para o abatimento fixado previamente.

ETAPA 3:

- vii. Na sequência, os traços 1:(m-1) e 1:(m+1) são preparados, mantendo-se sempre o valor de abatimento fixado *a priori*, bem como o teor de argamassa preestabelecido, por meio da variação da relação a/c , o que se faz mantendo a relação água-metriaais secos (H) constante, conforme abaixo formulada, para assegurar o abatimento constante para uma mesma família de concretos:

$$\alpha = \frac{a/c}{1 + a + p} = \frac{a/c}{1 + m} \quad (2.5)$$

- viii. Preparam-se os corpos de provas para as medidas de resistência dos traços-limite
- ix. Calcula-se o consumo de cimento (C) de cada um dos traços estudados para a mistura, segundo a fórmula:

$$C = \frac{1000 - ar}{\frac{1}{\gamma_c} + \frac{1}{\gamma_a} + \frac{1}{\gamma_p} + [a/c]} \quad (2.6)$$

Onde γ_c é a massa específica do cimento, γ_a é a massa específica do agregado miúdo, γ_p é a massa específica do agregado graúdo, e ar é a porcentagem de ar incorporado na mistura.

ETAPA 4

Com base nos parâmetros obtidos pelos procedimentos relacionados, é possível traçar um diagrama de dosagem que indica que para cada traço de uma mesma família de concretos (mesmos agregados e tipo de cimento) ocorrem diferentes relações água cimento a/c , que levam a diferentes resistências, para um mesmo valor de abatimento pré-fixado.

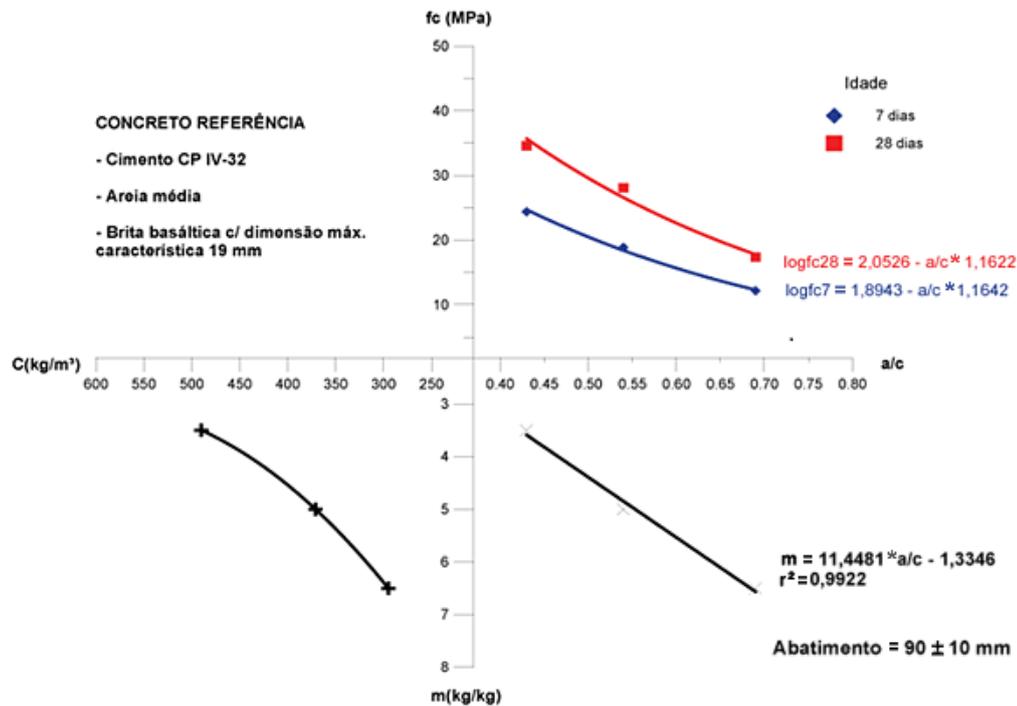


Fig. 2.6 – Diagrama de dosagem para concreto (Betat, E.F., 2009).

A *resistência de dosagem* do concreto é a resistência – definida com base na resistência característica ou de projeto – para assegurar uma dada condição de que, estatisticamente, considera uma distribuição normal, apenas de 5% das amostras, por exemplo, apresentem valor abaixo do especificados. No caso de resistência à compressão, a resistência média de dosagem ($f_{cmj,d}$), estabelecida pela NBR 6118 da ABNT, para assegurar o valor especificado para $f_{ck,j}$, é calculada pela expressão:

$$f_{cmj,d} = f_{ck,j} + 1,65 \cdot s_d \quad (2.7)$$

2.2.1.2. Lançamento do concreto

A tecnologia que vem se consolidando para o lançamento do concreto em pisos industriais é a que utiliza os sistemas *screed laser*, que permitem o lançamento da massa fresca de concreto por meios tradicionais, e uma régua

vibratória, controlada por operador à distância, faz o acabamento com grande precisão, no que tange à espessura do pavimento e ao desempenamento da superfície. Tais equipamentos são muito utilizados em áreas onde é difícil o acesso de outros tipos de equipamentos (as pavimentadoras de fôrmas deslizantes são muito grandes) e onde se deseja uma velocidade de execução da obra bem diferenciada dos sistemas convencionais com fôrmas laterais.



Fig. 2.7 – Screed Laser (fonte: www.betomaq.com.br)

O lançamento do concreto em pisos é em geral uma operação relativamente simples, já que os equipamentos podem quase sempre atingir diretamente o local de aplicação. Por exemplo, caminhões betoneiras podem lançar diretamente na pista. As bombas também podem ser empregadas no lançamento sendo preferível as do tipo lança que apresentam maior versatilidade e capacidade de lançamento. Embora simples, as operações de lançamento podem alterar substancialmente o desempenho do piso, visto que frequentemente são observados defeitos advindos da alteração da posição original da armação (Rodrigues, 2007).

2.2.1.3. Cura do Concreto

Denominam-se cura do concreto todas as medidas tomadas para manter as condições de hidratação do cimento, isto é, umidade e temperatura. A cura do concreto, além da resistência, está intimamente relacionada também ao problema de qualidade superficial. Segundo Rodrigues (2007), ela pode ser dividida em duas etapas no período de hidratação do cimento: *Inicial e Complementar*.

A cura inicial é a que é executada imediatamente após as operações de acabamento do concreto, podendo até mesmo iniciar-se de modo indireto após o adensamento. O intuito é evitar a evaporação da água de amassamento. O procedimento requer cuidados para não danificar a superfície do piso recém adensado.

Para a cura inicial são geralmente usado os filmes plásticos , mais conhecidos por lona preta, e as membranas de cura, que são emulsões à base de polímeros, notadamente de PVA.

As mebranas de cura são menos eficientes do que os filmes plásticos, mas em compensação podem ser aplicadas mais precocemente, tendo em vista que as lonas podem danificar o acabamento superficial do piso.

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

Sua execução é feita simplesmente com a colocação de materiais absorventes na superfície, que já deve ter resistência suficiente para permitir o caminhar de pessoas. Periodicamente, procede-se à saturação (Rodrigues, 2007).

Os procedimentos de cura do concreto são fundamentais no combate à retração plástica e de secagem, bem como para o adequado ganho de resistência. A perda de água nos concretos, durante sua cura, é influenciada por fatores como temperatura externa, umidade relativa do ar e ventos, entre outros.

A perda de água superficial por evaporação, mantém estreita ligação com os fenomenos de retração plástica nos concretos. E pode, inclusive, resultar em hidratação inadequada dos componentes cimetícios na mistura, ainda que os concretos em geral possuam quantidade de água de amassamento superior às necessidade de hidratação dos compostos de cimentos.

2.2.2. Aço nos pavimentos

2.2.2.1. Fibras de aço

Ao se utilizar fibras de aço nos pavimentos o que se pretende é estabelecer pontes de transmissão de esforços entre áreas do concreto interfaceadas por fissuras, dado que a matriz do concreto sofreria a fissuração antes da ruptura da fibra de aço propriamente dita. Tar-se-ia, nessas condições, um concreto que, quando fissurado, ainda resguardaria certa capacidade de deformação garantida pela presença das fibras, o que, na realidade, implica um ganho de tenacidade para o material, ou seja, um aumento da capacidade de deformação pós-pico (após ruptura) do concreto, normalmente medida por ensaios de fratura (força *versus* abertura de fissura) (Balbo, 2009).



Fig. 2.8 – Fibras de aço no concreto (fonte: www.concremix.com.br).

2.2.2.2. Telas soldadas para armaduras resistentes e de retração

O emprego de armaduras nos pavimentos de concreto não é realizado apenas se houver necessidade de controle de fissuração de retração, como no caso de pavimentos de concreto com armadura contínua. Os pavimentos de concreto armado possuem armaduras de combate aos momentos fletores impostos por cargas de veículos e ambientais.

Modernamente, a colocação de malhas de barras longitudinais e transversais em pavimentos armados, quaisquer que sejam suas finalidades, se dá pelo o emprego de telas nervuradas, fabricadas com barras de aço CA-60, soldadas industrialmente e fornecidas para as obras na forma de rolos (fios de pequeno diâmetro) e painéis, com malhas quadradas ou retangulares.



Fig. 2.9 – Telas soldadas (fonte: ibrateltelas.com.br).

As telas soldadas atualmente no mercado se dividem em duas categorias que são as *telas padronizadas* e as *telas não padronizadas* (sob-projeto).

As telas padronizadas possuem largura igual a 2,45m e comprimento, para o rolo de 60 e 120m e o painel de 6m. Os espaçamentos entre fios para formar as malhas, podem ser de 10, 15, 20 ou 30cm, em cada direção.

As telas não padronizadas, também conhecidas como “especiais”, são produzidas com características específicas, levando-se em conta as necessidades do projeto com relação as suas dimensões (largura/comprimento), relação entre as áreas de aço (principal/secundária), espaçamento entre fios (longitudinal/transversal) e comprimento de franjas (longitudinal/transversal).

As telas padronizadas possuem um designação, são dois os elementos que formam a designação: uma letra que define seu tipo e um número que informa a área da armadura principal, em cm^2/m .

Exemplo:

- **L 283**

Letra: Tipo L

Número: Armadura principal longitudinal igual a 2,83 cm^2/m

- **T 503**

Letra: Tipo T

Número: Armadura principal transversal igual a 5,03 cm^2/m

As telas não padronizadas sua designação além da letra que define o tipo da tela, é acrescida a letra “E” e mais um número. A letra “E” indica que essa tela foi produzida para um determinado projeto sob determinadas condições, o outro número informa a área de aço da armadura secundária, em cm^2/m .

Exemplo:

- **EL 503/123**

E – tela produzida para um projeto sob determinadas condições

L – indica o tipo de tela

503 – informa a área de aço da armadura principal, igual a 5,03 cm^2/m .

123 – informa a área de aço da armadura secundária, igual a 1,23 cm^2/m .

2.2.2.3. Barras de transferência

As barras de transferência constituem-se, em geral, de barras de aço tipo CA-25, de seção circular, maciças e lisas, com metade de seu comprimento mais de 2 centímetros pintado e engraxado, a fim de proporcionar a transferência de forças verticais sem impedir a retração e a dilatação da placa (Oliveira, 2000).

As barras de transferência de carga recebem essa nomenclatura pela ação que exercem nas proximidades de juntas quando da aproximação das cargas dos veículos. Além disso, sua presença cria uma ancoragem entre placas que atuam favoravelmente ao combate solidário de efeitos de empenamento das placas de concreto (Balbo, 2009).

As barras de transferência constituem-se no principal e mais eficiente mecanismo de transferência de cargas empregado nas juntas. Elas permitem a transferência de carga por mecanismo de cisalhamento nas juntas; devem estar rigorosamente alinhadas com o eixo da placa. O segundo Gasparetto e Rodrigues (2000) seu dimensionamento é bastante complexo e envolve principalmente a análise das tensões de esmagamento no concreto.

2.3. Solicitações de Cálculo

2.3.1. Cargas de empilhadeiras

Na maioria dos catálogos, raramente encontram-se os dados referentes às cargas efetivamente aplicadas nos eixos dianteiro e traseiro das empilhadeiras e, como as empilhadeiras possuem geometria assimétrica, ao entrarem em carga, naturalmente a maior parte da carga (peso próprio + capacidade máxima de carga) será transmitida para o eixo dianteiro, e a menor parcela para o eixo traseiro.

Normalmente considera-se que 85% da carga total (peso próprio + capacidade máxima de carga) é aplicada no eixo dianteiro e 15% aplicada no eixo traseiro (Xerez, 2013).

No instante de carga máxima, quase todo peso está concentrado no eixo dianteiro, sendo o eixo traseiro considerado apenas como direcional. Além dos pneumáticos, algumas empilhadeiras possuem rodas rígidas. Nesse caso pode-se utilizar a aproximação de elevada pressão de enchimento. Rodrigues e Cassaro (1998) recomenda o valor de 1,75 Mpa.

As empilhadeiras podem ser de rodagem simples ou dupla. As figuras 2.5 e 2.6 ilustram os dois tipos.

Na tabela abaixo mostra os dados de cargas e velocidades da empilhadeira do tipo CPC 20/25/30/35.

Modelo Heli Série H2000 (kg)	CPC 20	CPC 25	CPC 30	CPC 35
	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Capacidade de Carga	2000	2500	3000	3500
Empilhadeira descarregada				
Carga no eixo dianteiro	1520	1465	1720	2010
Carga no eixo traseiro	1800	2215	2560	2950
Empilhadeira carregada				
Carga no eixo dianteiro	4730	5480	6455	7760
Carga no eixo traseiro	590	700	825	700
Velocidade máxima				
Com carga	17 km/h	17 km/h	18 km/h	19 km/h
Sem carga	19 km/h	19 Km/h	19 Km/h	19 km/h

Tabela 2.1 – Dados de Cargas e Velocidade da empilhadeira dos tipos CPC (fonte: Xerez, 2013).



Fig. 2.10 – Empilhadeira de rodagem simples (fonte: jfcempilhadeiras.com.br).



Fig. 2.11 – Empilhadeira de rodagem dupla (jfcempilhadeiras.com.br).

2.3.2. Carregamento distribuído

Em indústria é bastante comum existirem forças distribuídas, devidas o material estocado, entre os quais existem corredores de circulação (fig. 2.7). Nesse tipo de carregamento é comum a verificação de momento fletor negativo no meio da placa entre os materiais estocados.

A largura do corredor é um parâmetro importante no dimensionamento, portanto, quando ela é conhecida, isto é, quando o *Lay Out* da indústria é definido já na fase de projeto, torna mais favorável o seu dimensionamento. Como essa situação é bastante rara, é preferível adotar-se a largura de corredor que produza o máximo momento fletor admissível.

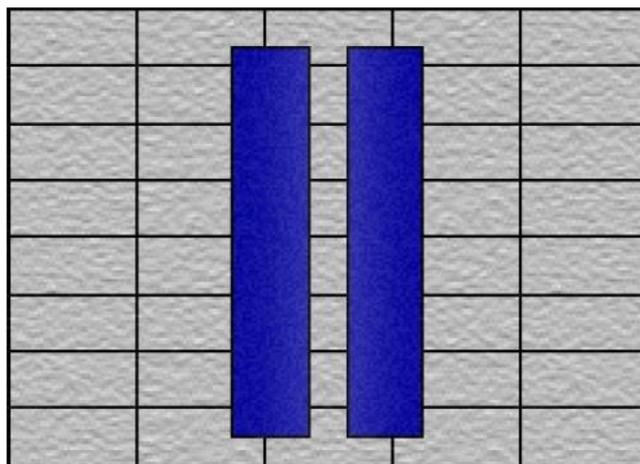


Fig. 2.12- Corredor de circulação entre forças uniformemente distribuídas (Fonte: Oliveira, 2000).

2.3.3. Forças concentradas

As cargas oriundas de montantes de prateleiras geram cargas pontuais a serem suportadas pelo piso e que, por estarem muito próximas, influenciam-se entre si (Fig. 2.8). Esse tipo de carregamento gera momento fletor, que traciona a face inferior do pavimento, e força cortante, que tende a puncionar a placa de concreto.

Para o dimensionamento, é importante conhecer os espaçamentos entre os apoios, em todas as direções (X e Y), e a área de contato com a placa.

Segundo Rodrigues e Cassaro (1998), a área de contato deve ser suficientemente grande para que a tensão de contato não supere 4,2 vezes o módulo de ruptura, para cargas no interior da placa, e 2,1 vezes para cargas de bordas ou cantos. A tensão de cisalhamento, devido aos esforços de puncionamento, não deve ser superior a 0,27 vezes o valor do módulo de ruptura do concreto.

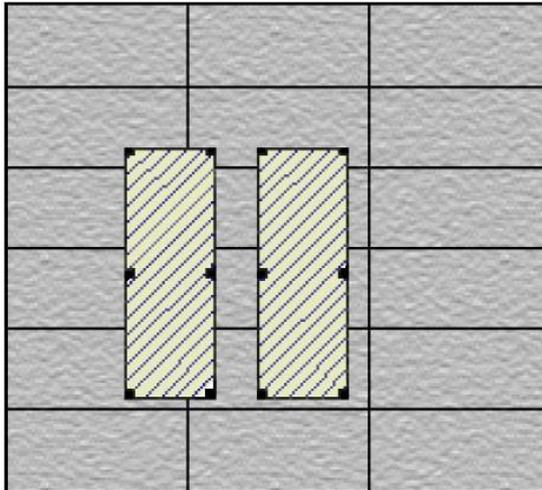


Fig. 2.13 – Montante de prateleiras

(fonte: Oliveira, 2000).

2.3.4. Esforços de retração no concreto

A contração na massa de concreto recém-lançado e durante a vida de serviço, provocadas pela retração por secagem e a retração térmica, induz no concreto um deslocamento horizontal da massa fresca que é parcialmente contido pelo atrito esta e o topo da base do pavimento, sendo geradas forças horizontais na massa do concreto.

Chamando de L o comprimento da placa, h sua espessura, γ o peso específico do concreto, e c o coeficiente de atrito entre a placa de concreto (fundo) e a superfície da base de apoio (em geral admitido como 1,0 para papel betumado ou lençol de polietileno, 1,5 para bases granulares e cimentadas e 2,5 para a superfície asfáltica), a força horizontal (por unidade de comprimento da seção transversal) induzida pela retração é calculada pela expressão (Balbo, 20089):

$$Nr = \gamma \cdot h \cdot c \cdot \frac{L}{2} = \sigma \cdot As \quad (2.8)$$

Onde σ é a tensão no aço (tomada economicamente como sua resistência, f_s) e As é a área de aço na seção transversal considerada para combater aos esforços de retração (por unidade de largura).

O *Wire Reinforcing Institute (WRI, 2006)* recomenda o uso desta equação, o qual designa por “Equação de Arrasto”. Porém, tal recomendação limita-se a placas de até 9m de comprimento.

2.3.5. Esforços resultantes de variações térmicas

A placa de concreto, ao sofrer variações de temperatura ao longo do dia, sofrerá expansões em função da variação de temperatura média em sua espessura, essa expansão é proporcional à diferença entre e aquela de cura e secagem do concreto. Logo, temos que a deformação sofrida pelo concreto é calculada pela expressão:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \alpha \cdot \Delta T \quad (2.9)$$

Segundo Balbo (2009), a área de aço para combater as deformações resultantes das variações de temperatura, pode ser calculado, para uma seção unitária transversal da placa, pela fórmula:

$$As = \frac{f_{ct} \cdot h}{2 \cdot (f_s - \alpha \cdot \Delta T \cdot E_s)} \quad (2.10)$$

Onde f_s é a resistência à tração do aço e E_s é o módulo de elasticidade do aço.

A aplicação desse conceito como padrão para o cálculo da área de armadura de combate à expansão térmica deve ser considerada em paralelo, como critério adicional de verificação, e sua importância relativa é dada em função de mais rigorosas variações climáticas no local.

2.4. Juntas nos pavimentos

Os pisos industriais de concreto são formados basicamente por placas retangulares ou quadradas, com dimensões limitadas, separadas pelas juntas. A função básica das juntas é permitir as movimentações de contração e expansão do concreto, sem que ocorram danos ao piso sob ponto de vista estrutural e de durabilidade, permitindo a adequada transferência de carga entre as placas contíguas (Cassaró e Rodrigues, 1998).

A junta é uma separação física entre duas partes de uma estrutura, para que estas partes possam se movimentar sem a transmissão de esforços entre elas.

Uma junta mal projetada pode provocar deficiência estrutural caso não transfiram os esforços entre placas, ou se houver deficiência na selagem, permitindo a entrada de matérias incompreensíveis que irá conduzir a esforços localizados na região.

Os pisos de concreto armado possuem, em relação aos pisos de concreto simples, a vantagem de poderem reduzir o número de juntas consideravelmente. Pois, além de maior durabilidade os pisos de concreto armado possui um menor custo de manutenção, já que as juntas com uso de selantes necessitam periodicamente substituir o selante. O menor número de juntas permite: maiores velocidades de execução, menores quantidade de cortes e de selantes e menor probabilidade de ocorrência de falhas na programação do corte.

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

As juntas transversais são ortogonais à maior direção da placa, sendo, portanto sujeitas às maiores movimentações e conseqüentemente responsáveis pelo maior número de problemas relativo às juntas.

Para que funcionem adequadamente as juntas transversais deve possuir um sistema eficiente de transferência de carga entre as placas contíguas. Os mecanismos de transferência de carga podem ocorrer por intertravamento dos agregados na região das juntas ou com o uso de barras de transferência.

As juntas transversais podem ser de dois tipos: juntas serradas ou de construção.

2.4.1. Tipos de juntas

2.4.1.1. Juntas serradas (JS)

As juntas serradas são realizadas com uma máquina de corte. Após o período inicial de cura do concreto, onde permita uma resistência suficiente para suportar o corte, são feitos cortes no sentido transversal da faixa, que definirão as juntas

transversais serradas (Fig. 2.13). A profundidade do corte, segundo Cassaro e Rodrigues (1998), deverá ser:

- a – Pelo menos de 40mm;
- b – Maior que 1/6 da espessura da placa;
- c – Menor que 1/4 da espessura da placa.



Fig. 2.14 – Corte para execução da junta serrada (fonte: blogdopetcivil.com).

As juntas serradas são fundamentais para permitir as movimentações do concreto e a adequada transferência de carga entre as placas, assegurando a planicidade e a qualidade do piso.

2.4.1.2. Juntas de Construção

As juntas de construção são empregadas sempre que há necessidade de se interromper os trabalhos de concretagem, que devem ser programados previamente.

As juntas de construção podem possuir encaixes do tipo macho e fêmea ou utilizarem barras de transferência (Fig. 2.14). As do tipo macho e fêmea tem tido o seu emprego reduzido por terem baixa capacidade de transferência de carga, por dificuldades executivas e principalmente pela grande ocorrência de fissuras próximo das bordas (Rodrigues e Cassaro, 1998). Esse tipo de dispositivo de transferência de carga não deve ser utilizado para pisos com espessura menor que 15 cm.



Fig. 2.15 – Juntas de construção com o uso de barras de transferência (fonte: www.rhinopisos.com.br).

2.4.1.3. Juntas de Expansão

As juntas de expansão são empregadas sempre que houver o encontro do piso com a estrutura da edificação, base de máquina ou quando ocorre a necessidade de isolar duas ou mais partes do piso. Esta é uma premissa que faz com que o piso trabalhe independente de outras estruturas existentes.

Nas juntas de encontro com bases de máquinas, plataformas, estruturas enterradas e houver tráfego, necessidade de transferência de carga ou de controle de empenamento, devem ser empregadas às barras de transferência, mas com um dispositivo (capuz) que permite à barra movimentar-se livremente no sentido de deslocamento do piso.

Nos encontros dos pilares, paredes, vigas baldrames e bases de máquinas são comuns à adoção de juntas sem mecanismos de transferência de carga. Nesses casos deve-se ter consciência de que a região próxima à borda da placa não poderá ser carregada. Cuidados adicionais devem ser tomadas em encontros de vigas baldrames sob passagens, onde o piso será solicitado por cargas móveis.

Nesta situação, recomenda-se que sejam criados dispositivos de transferência entre a viga e o piso ou, quando isso não for possível, deve-se aumentar a espessura da placa em 25%, reduzindo-a gradativamente até que atinja a espessura normal a pelo menos 1m da borda. Esse problema pode se resolvido com maior facilidade pelo emprego de armadura estrutural nessa região.

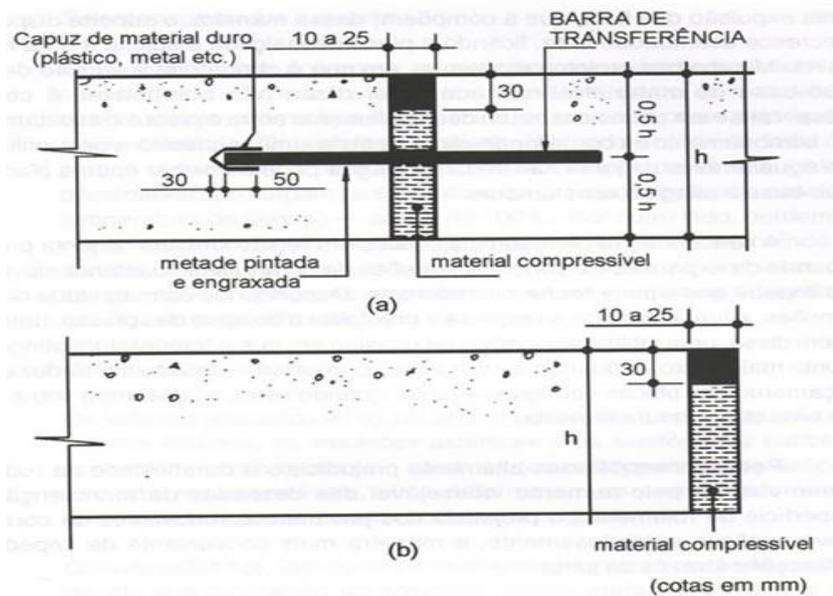


Fig. 2.16 – Juntas de expansão: a) com barras de transferência b) e de encontro (fonte: www.clubedoconcreto.com.br).

2.4.2. Projeto geométrico

Tão importante quanto o dimensionamento da seção transversal, o projeto geométrico deve ter alguns cuidados, que permitam a execução da obra, garantam a durabilidade do piso, reduzam os custos de manutenção, ainda assegurem a perfeita utilização de acordo com o tipo de equipamento a ser utilizado.

Denomina-se projeto geométrico o adequado posicionamento e dimensionamento das juntas. As principais recomendações a serem feitas para permitir um projeto adequado são:

1 – A largura da faixa de concretagem deve ser compatível com os índices de planicidade exigidos para o uso do piso;

2 – No caso de haver cargas de prateleiras ou estantes, recomenda-se que as juntas longitudinais de construção sejam paralelas com a estanteria e distantes cerca de 15 cm dos montantes;

3 – As juntas devem ser alinhadas aos cantos internos do piso (Fig. 2.16);

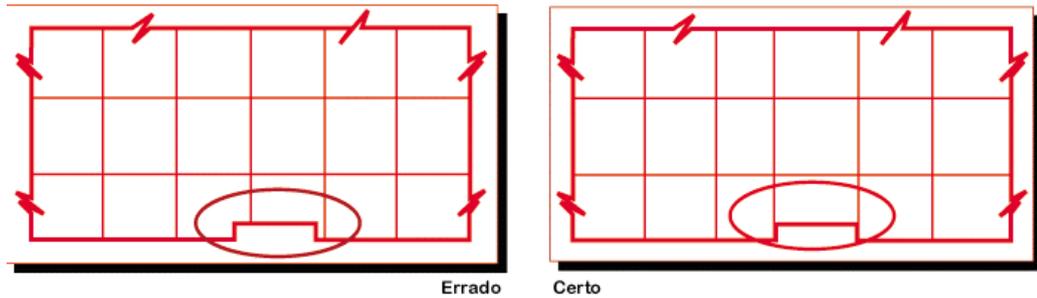


Fig. 2.17 – Detalhe cantos internos do piso (fonte: www.lmbrasil.com.br).

4 – O comprimento de uma junta de construção ou serrada, deve ser no mínimo igual a 50 cm (Fig. 2.17);

5 – Prever ângulos de encontro entre juntas sempre maiores do que 90° (Fig. 2.17);

6 – Uma junta de construção ou serrada, deve sempre encontrar uma curva em ângulo igual a 90° (Fig. 2.17 e 2.18);

7 – Uma junta de construção ou serrada não pode terminar em outra junta de construção ou serrada, sempre deverá terminar em uma junta de expansão (Fig. 2.19).

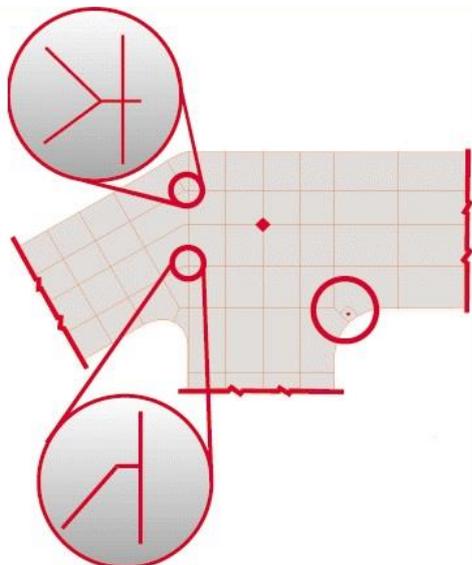


Fig. 2.18 – Detalhes especificados em 4, 5 e 6 (fonte: www.lmbrasil.com.br).

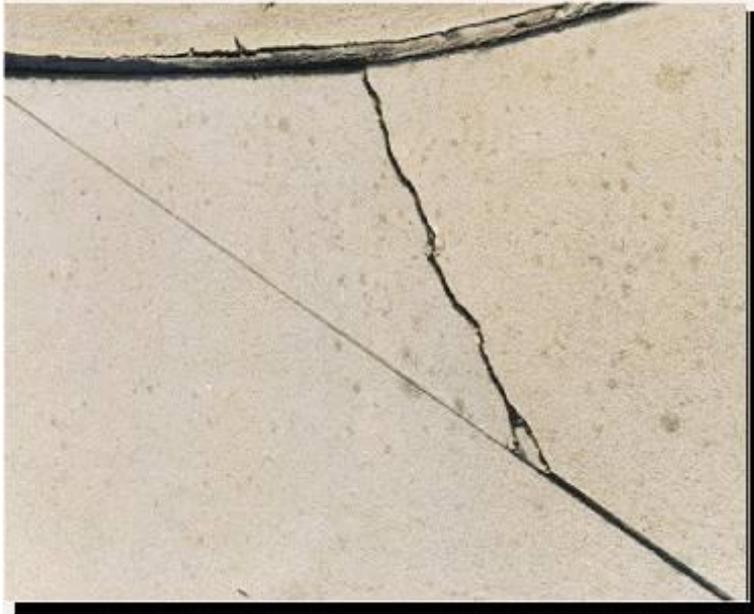


Fig. 2.19 – Junta serrada terminando em junta de encontro, gerando fissuras a 90° em relação à curva (fonte: www.lmbrasil.com.br).



Fig. 2.20 – Junta de construção terminando em junta serrada gerando uma trinca alinhada com a junta de construção (fonte: www.lmbrasil.com.br).

2.4.3. Selantes para juntas

Os tipos de selantes para juntas encontrados no mercado podem ser divididos em: os pré-moldados e os moldados *in loco*.

A preferência se dar pelos moldados *in loco*, geralmente constituídos por poliuretano ou asfalto modificados, mono ou bicomponentes, tendo em vista que os pré-moldados, geralmente de neoprene, devem ser usados em situações particulares, pois caso haja emprego de empilhadeira de rodas rígidas, exigem a confecção de lábios poliméricos. Por esse motivo, acabam tendo pouca utilização em áreas industriais.

Entretanto, quando está previsto tráfego de veículos de rodas rígidas, notadamente as de pequeno diâmetro, os únicos materiais capazes de apresentar adequado suporte às tensões geradas nas bordas da junta são os polisulfetos, uretanos e epóxi bicomponente.

O epóxi é o material preferido em função da sua maior facilidade de manuseio e cura independente das condições ambientais de obra.

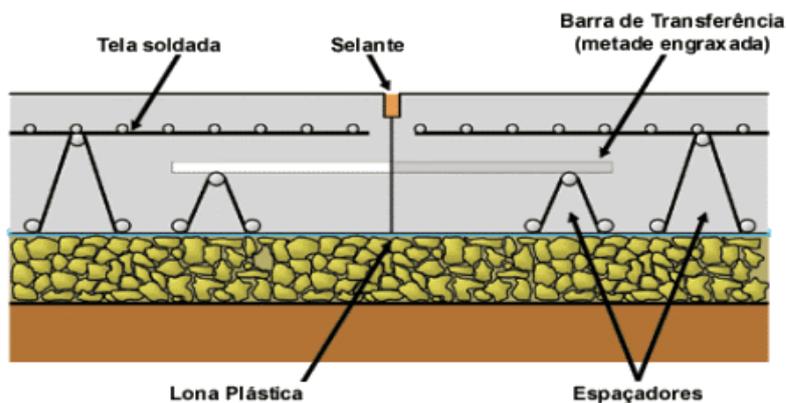


Fig. 2.21 – Junta com uso do selante (fonte: www.lmbrasil.com.br).

2.5. Aspectos geotécnicos

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

Na engenharia de pavimentação industrial, o estudo do solo acaba sendo um aspecto importante, principalmente quando trabalhamos com estruturas delgadas, onde o subleito acaba sendo bem solicitado. Conceitos de engenharia de pavimentação e de fundações precisam ser analisados em conjunto (Rodrigues, Botacini e Gasparetto, 2006).

2.5.1. Tipos e aplicações de sub-bases

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

Excetuando-se os casos muito particulares em que ocorra a concomitância entre baixas solicitações de carga, subleito homogêneo, com boa capacidade de suporte, com ausência de material fino plástico e clima seco, é fundamental a presença da sub-base para se obter um produto final de ótima qualidade.

Funções da sub-base:

- 1) *Eliminar a possibilidade da ocorrência do bombeamento de solos finos plásticos.*

Esse processo ocorre devido à expulsão de partículas finas do solo do subleito pelas juntas do pavimento, diminuindo a capacidade de suporte do subleito devido a alterações no esqueleto sólido do solo. A falta de suporte do subleito induz a placa a atingir níveis críticos de tensões de tração na flexão ocorrendo sua ruptura. O fenômeno ocorre devido a: existência de finos plásticos no subleito; saturação do subleito; trincas ou juntas no pavimento e cargas intensas.

- 2) *Evitar variações excessivas do material do subleito.*

Os materiais de subleito, quando formados por solos expansivos, podem, em presença de água ou em sua ausência, sofrer fenômenos de expansão ou retração, que podem vir a induzir a uniformidade do suporte do piso, provocando deformações de tal ordem que, se não houver colapso, o rolamento ficará bastante prejudicado ante as deformações (Pitta, 1997).

- 3) *Uniformizar o comportamento mecânico da fundação a longo do piso.*

A capacidade de absorção dos esforços na placa e a conseqüente transmissão à camada inferior é função direta do módulo de elasticidade de cada material. O pavimento de concreto apresenta módulo de elasticidade elevadíssimo em comparação aos materiais normalmente empregados como sub-base e ao subleito, absorvendo a maior parte das tensões.

A presença da sub-base introduz dois novos aspectos ao comportamento mecânico do conjunto “pavimento e fundação”: primeiro, uniformizando o comportamento da fundação e, segundo, aumentando a resistência.

- 4) *Incremento na transferência de carga nas juntas.*

Esse efeito é devido à redução nas deformações da placa, pois apesar de a redução das tensões pela presença da sub-base nem sempre ser significativa, a deflexão será sempre menor, pois varia inversamente com o coeficiente de recalque K.

2.5.2. Tipos de sub-bases

As sub-bases para pavimentos rígidos podem ser divididas em dois grupos (Pitta, 1998): sub-bases granulares e sub-bases estabilizadas. As granulares podem ser do tipo de granulometria aberta ou fechada, e as estabilizadas as mais comuns são o solo melhorado com cimento, brita graduada tratada com cimento (BGTC) e concreto compactado a rolo (CCR)

- Sub-bases granulares

As sub-bases granulares são geralmente compostas por materiais pétreos, havendo também possibilidade do emprego de materiais diversos compostos a partir de uma granulometria padrão (Rodrigues e Cassaro, 1998).

A espessura da sub-base a ser adotada é função direta do terreno de fundação e do carregamento do piso. No caso apenas do controle do bombeamento, a espessura pode ser da ordem de 75 mm. Para pavimentos industriais, é recomendado no mínimo 100 mm, podendo ir até 200 mm.

- Sub-bases tratadas com cimento

O solo melhorado com cimento nada mais é do que solo acrescido com baixo teor de um ligante variando entre 3% e 6% em volume. Este tipo de sub-base dar a sub-base um ganho de qualidade ao pavimento como um todo, pois quando comparadas às sub-bases granulares, diminuem em muito as tensões transmitidas ao subleito e, por consequência, as deformações do terreno de fundação.

2.5.3. Coeficiente de reação vertical (K)

Como será visto mais adiante, o Modelo de Winkler prevê que as pressões de contato no solo são proporcionais aos recalques, ou seja:

$$q = K \cdot w \quad (2.11)$$

A constante de proporcionalidade K é usualmente chamada de *coeficiente de reação vertical*, mas recebe também as denominações *coeficiente de recalque*, *módulo de reação* ou *coeficiente de mola*.

O módulo de reação K nada mais é do que a relação entre pressão aplicada no solo (p) e o respectivo recalque (w).

$$K = \frac{q}{w} \quad (2.12)$$

O coeficiente de reação vertical, definido pela equação (2.12), pode ser obtido através de:

- Ensaio de placa;
- Cálculo do recalque da fundação real;
- Uso de tabelas de valores típicos.

2.5.3.1. Ensaio de placa

Neste ensaio a obtenção do coeficiente de recalque é feita através da curva pressão x recalque da placa, cuja inclinação em seu trecho inicial (distante da ruptura) é o próprio coeficiente (Fig. 2.21a). O coeficiente de reação obtido através do ensaio de uma placa quadrada de 1 pé é usualmente denominado K_{s1} (Velloso, Maria e Lopes, 1998).

Os ensaios de placa são ensaios de campo realizados sobre o próprio terreno de fundação, e o módulo de reação vertical é definido conforme equação (2.11), mediante ciclos de carga e descarga.

A curva pressão x recalque pode apresentar forte não linearidade, e para se obter um valor de K representativo para a análise em vista, esse coeficiente deve ser tirado da faixa de pressão prevista, e após ciclos de carga, se for o caso (Fig. 2.21b).

Segundo Velloso e Lopes (2004), o módulo de reação vertical definido com ensaios de placa necessita ser corrigido em função da dimensão e da forma da fundação real, conforme ilustram as equações (2.12 e 2.13). Essa correção é necessária uma vez que o módulo de reação vertical não é uma propriedade do maciço de solos, e sim da rigidez relativa entre a estrutura e o solo.

$$(K_S^v)_{Fundação} = (K_S^v)_{Placa} \cdot \left(\frac{B_{Fundação} + B_{Placa}}{2B_{Fundação}} \right)^2 \quad (2.13)$$

para solos arenosos

$$(K_S^v)_{Fundação} = (K_S^v)_{Placa} \cdot \frac{A_{Placa}}{A_{Fundação}} \quad (2.14)$$

para solos argilosos rijos a muito rijos

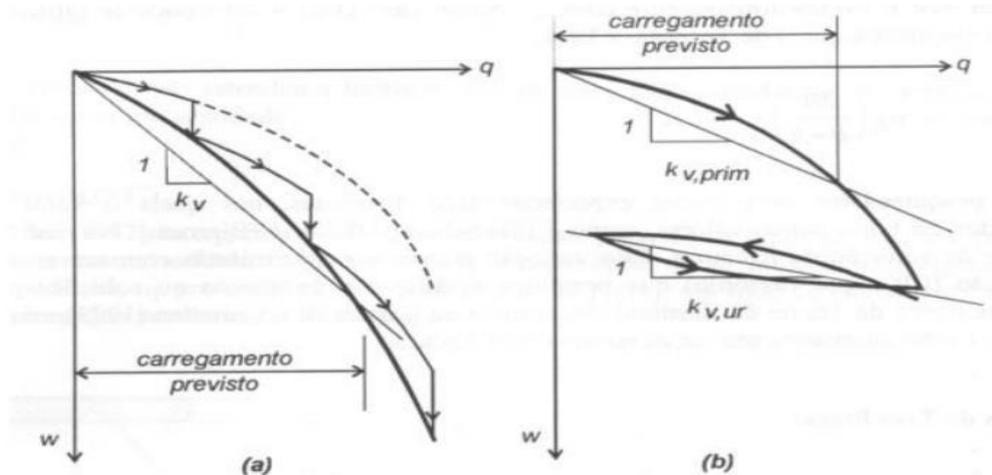


Fig. 2.22 – Ensaio de placa para obtenção de K_v ; a) interpretação pelo trecho de interesse de um ensaio com estabilização e b) pelo trecho de descarregamento-descarregamento (para análise de carregamento cíclico). (FONTE: Velloso, 1998).

2.5.3.2. Uso de tabelas e valores típicos

Os valores de K podem ser encontrados em tabelas fornecidas por Terzaghi (1955), os quais foram encontrados através do ensaio com uma placa de 30 cm, conforme mostra a tabela abaixo:

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_u (Kgf/cm ²)	1 - 2	2 - 4	>4
Faixa de valores	1,6 - 3,2	3,2 - 6,1	>6,1
Valor proposto	2,4	4,8	9,6
Areias	Fofa	Med. Compacta	Compacta
Faixa de valores	0,6 - 1,9	1,9 - 9,6	9,6 - 32
Areia acima N.A.	1,3	4,2	16
Areia submersa	0,8	2,6	9,6

Tabela 2.2 – Valores de K_{s1} em Kgf/cm³ (Terzaghi, 1955).

O valor de q_u corresponde a resistência a compressão não-drenada. Os resultados foram determinados por meio de ensaios de placa, de tal modo que necessitam de correção em função da forma e da dimensão da sapata.

Na falta de ensaios apropriados, Moraes (1976) recomenda o uso da tabela abaixo para valores do módulo de reação vertical:

Tipo de solo	K_s (kNm⁻³)
Turfa leve - solo pantanoso	5000 a 10000
Turfa pesada – solo pantanoso	10000 a 15000
Areia fina de praia	10000 a 15000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10000 a 20000
Argila molhada	20000 a 30000
Argila úmida	40000 a 50000
Argila seca	60000 a 80000
Argila seca endurecida	100000
Silte compactado com areia e pedra	80000 a 100000
Silte compactado com areia e muita pedra	100000 a 120000
Cascalho miúdo com areia fina	80000 a 120000
Cascalho médio com areia fina	100000 a 120000
Cascalho grosso com areia grossa	120000 a 150000
Cascalho grosso com pouca areia	150000 a 200000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200000 a 250000

Tabela 2.3 – Valores de K (kN.m⁻³) de acordo com Moraes (1976).

Esta não é certamente a forma mais adequada para se obter o coeficiente de reação vertical de um maciço de solo, porém, trata-se uma solução aproximada a qual ajuda na constituição de modelagens mais próximas da realidade, permitindo a consideração da deformação do solo.

2.5.3.3. Cálculo do recalque da fundação real

O coeficiente de reação pode ser estimado pelo recalque da fundação, suposta submetida a um carregamento unitário distribuído (Veloso e Lopes, 1996). Assim calcula-se o coeficiente de reação através de:

$$K_v = \frac{q}{w} = \frac{1,0}{w} \quad (2.14)$$

Este procedimento, diferente dos outros ensaios, permite considerar os diferentes solos solicitados pela fundação.

2.5.3.4. Relação do módulo de reação vertical com o Índice de Suporte Califórnia (ISC)

Usualmente, pode-se determinar o valor aproximado de K, através de sua relação com valores de CBR%, ou ISC, adotando-se o gráfico de correlação apresentado abaixo.

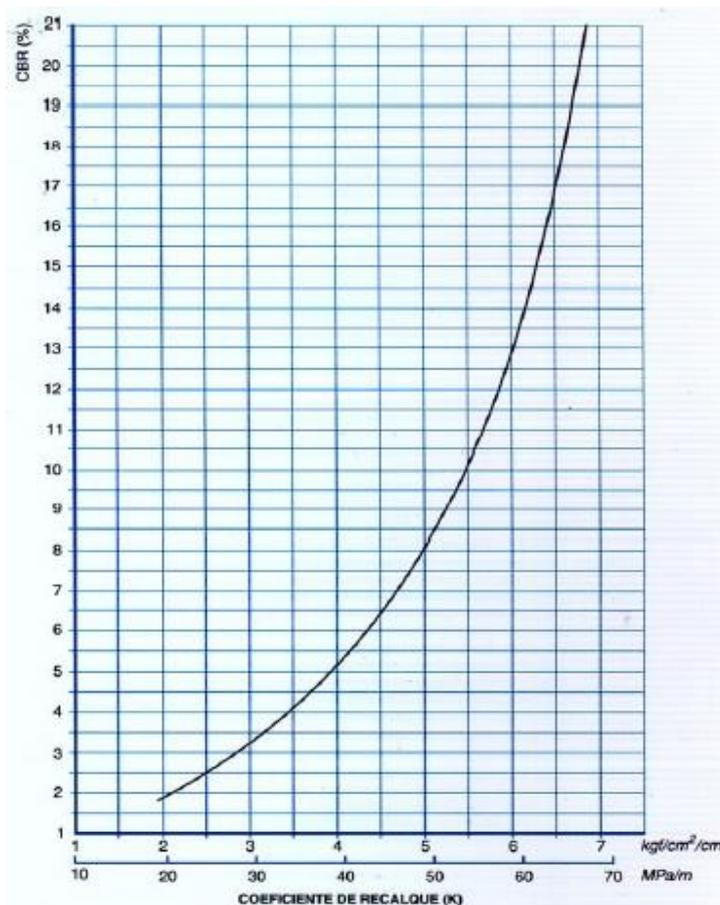


Gráfico 2.1 – Coeficiente de recalque X CBR%.

3. Modelos Teóricos Clássicos

3.1. Modelagem da fundação do pavimento

De acordo com Dulce (1997) a maioria das análises que trata uma placa assente sobre uma fundação, citadas na literatura, é baseada em um modelo físico em que o solo da fundação é tratado como um líquido denso ou um conjunto de molas. Este modelo físico considera que a deflexão em qualquer ponto da placa é proporcional à pressão de reação no ponto considerado, não sendo dependente da pressão em qualquer outro ponto da fundação. Esta hipótese é atribuída a Winkler que, segundo Saxena (1973), publicou em 1867.

Ainda segundo Dulce (1997) outra importante modelagem considera o solo como um sólido elástico onde o deslocamento em um ponto é função, não apenas da tensão sobre o ponto, mas também da tensão nos pontos vizinhos, sendo então a distribuição de deslocamento na superfície contínua. Essas duas idealizações de suporte, líquido denso e sólido elástico, constituem casos extremos, sendo o comportamento do solo real algo entre essas duas modelagens.

O modelo do líquido denso é composto por uma série de molas (hipótese de Winkler), de constante K , independentes. A tensão em um ponto não é afetada pelas tensões nas regiões vizinhas. Já o modelo do sólido elástico, o solo é caracterizado por suas propriedades elásticas: E – módulo de elasticidade e μ - coeficiente de Poisson. Apesar de ainda não representar exatamente o comportamento do solo, esse modelo se aproxima mais da realidade, se comparado com o modelo do líquido denso.

Porém, a determinação dos parâmetros necessários para a utilização do modelo do líquido denso é mais simples do que os de sólido elástico, tendo em vista que é mais fácil determinar o coeficiente de recalque do terreno do que as constantes elásticas do solo.

3.2. Teoria Clássica de Placas Isotrópicas

Segundo Balbo (2009), placas são estruturas planas em que duas dimensões são predominantemente em relação à sua profundidade, de maneira que nelas possam ser minimizadas situações de esforços de cisalhamento vertical eliminando-se assim o comportamento de chapa ou de cascas. Para as placas nessas condições, admite-se como método possível de análise estrutural a Teoria Clássica de Placas Isótropa, em estado plano de tensões.

Ioannides (1999) diferencia três tipos de placas:

i – Placas espessas, nas quais flexão e efeitos de cisalhamento transversal na profundidade devem ser considerados;

ii – Placas delgadas (finas), em que estão presentes efeitos de flexão e de membranas (conchas);

iii – Placas medianamente espessa, nas quais preponderam os efeitos de flexão, considerada a relação entre espessura e comprimento, nesses casos, na faixa entre 1/20 e 1/100.

A equação que descreve a deformada da placa em flexão (estado plano de tensões) em função das cargas externas aplicadas e do módulo de rigidez da placa é a equação de Lagrange. Formalizada matematicamente com base nas hipóteses de Poisson-Kirchhoff, a partir dos trabalhos de Marie-Sophie Germain e de Joseph-Louis Lagrange, é dada por (Balbo, 2009):

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \quad (3.1)$$

Em 1867, Winkler publicou um artigo em que propunha um modelo simplificado para o cálculo de esforços de reação de subleito abaixo de fundações rasas, o qual teria impacto muito importante nos procedimentos analíticos de cálculo de tensões em placas totalmente apoiadas (Winkler, 1867). Seu método de cálculo consistia na simplificação do sistema de apoio (solo) por um conjunto de molas de Hooke com constantes elásticas (K) idênticas (formando um colchão de molas), e essas molas trabalhariam independentemente umas das outras dentro do conjunto, ou seja, não haveria transmissão de esforços de cisalhamento entre esses elementos (Fig. 1.1). A reação em cada mola seria idêntica às demais.

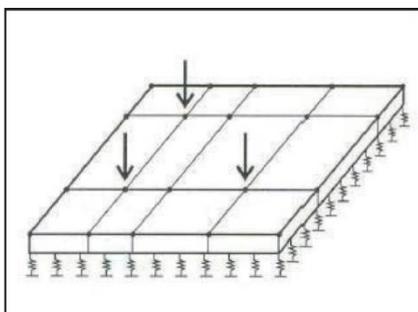


Fig. 3.1 – Modelo de Winkler (Dulce, 1997).

De acordo com Balbo (2009), esse modelo foge bastante da realidade, uma vez que o comportamento de um solo de fundação não poderia transigir com a

questão de esforços de cisalhamento entre suas partes, gerando reações de apoio distintas daquela prevista no modelo de Winkler.

Pela hipótese de Winkler, admitiu-se que a resposta da fundação de suporte para a placa fosse $p = k \cdot w$, onde k foi definido como o *módulo de reação da fundação* (ou subleito) da placa e w como o deslocamento verificado na fundação, que dada a rigidez da placa, seria o mesmo deslocamento sofrido pela superfície da placa (teorema das deformações recíprocas de Maxwell). Assim, a equação de partida para o trabalho analítico de Westergaard (1925), por exemplo, foi:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q' - kw}{D} \quad (3.2)$$

3.3. Síntese sobre aplicação de métodos numéricos

A técnica matemática utilizada para obtenção de resultados pode ser um fator limitador da análise estrutural devido às simplificações de cada um deles. Segundo Ioannides (1984), tem sido praticamente impossível obterem-se soluções analíticas para muitas estruturas de pavimento por causa da complexidade da geometria, das condições de fronteira, e das propriedades dos materiais envolvidos na análise. A complexidade matemática envolvida para se obter uma solução fechada para simular de maneira realística algumas condições torna essa abordagem impraticável (Dulce, 1997).

Segundo Dulce (1997), a solução de problemas estruturais complexos tem sido bastante facilitada com o advento dos computadores, que possibilitaram a utilização de procedimentos numéricos, os quais são muito potentes, como o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método das Diferenças Finitas (MDF). A utilização do computador ajuda, inclusive, na obtenção de soluções quase exatas, tendo em vista que se pode utilizar técnicas de integração numérica para resolver complicadas equações.

Em 1984, a PCA ofereceu um critério de projeto de PCS (Pavimento de concreto simples) no qual considerava explicitamente alguns aspectos importantes no cômputo de tensões nesses pavimentos, embora omitisse por completo outros aspectos também relevantes, como o empenamento térmico. A simulação de tensões para o estabelecimento de valores tabulados passou a ser realizada por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), abandonando-se completamente o viés analítico, ou seja, as teorias de Westergaard ou o uso de cartas e ábacos de uma época em que as ferramentas de cálculo eram mais rudimentares (Balbo, 2009).

A aplicação do MEF em pavimentos de concreto tem sido muito importante, uma vez que propiciou a análise de estruturas com juntas ou trincas. Se antes todas as soluções existentes se baseavam em uma placa de concreto de tamanho infinito ou que possuísse no máximo uma descontinuidade (Tabatabaie e Barenberg, 1978), este método possibilitou uma análise mais realística, não apenas por possibilitar a abordagem das trincas, mas também por permitir a consideração de estruturas e carregamentos mais complexos. Sendo assim, sua aplicação tem conduzido a uma melhor compreensão do comportamento estrutural dos pavimentos de concreto.

3.4. Modelo de Westergaard

A análise estrutural de pavimentos de concreto tem sido um importante objeto de estudo por muitos anos. O primeiro a desenvolver expressões matemática para se determinar tensões e deflexões devidas às cargas de rodas e aos efeitos da temperatura nos pavimentos de concreto foi Westergaard. Westergaard era professor da Universidade de Illinois e, posteriormente, de Harvard, a partir de 1925 inicia uma série de publicações, em língua inglesa, dedicadas à análise estrutural de placas de concreto para pavimentação de vias, encontradas nos anais dos encontros do *Highway Reserch Board*, da *American Society for Civil Engineers*, e em revistas do *Bureau of Public Roads*. Suas soluções são disponíveis apenas para algumas situações particulares: carga uniformemente distribuída aplicada em três posições da placa, sendo a área de contato carga-pavimento circular, semicircular ou elíptica.

Atualmente, com os recursos computacionais e numéricos disponíveis para a análise de placas de concreto, os modelos de Westergaard têm mais uma conotação histórica, sendo, na prática, não aplicáveis por diversas razões, entre as quais suas limitações teóricas.

Westergaard (1926), a partir de hipótese da Teoria Clássica de Placas Isótropas, chega à dedução de modelos simplificados para o cálculo de deflexões e momentos fletores em placas de concreto. A formulação de Westergaard vai empregar conceitos de cálculo estrutural relacionados à energia de deformação, empregando o método de aproximações sucessivas de Ritz, com diversas simplificações de cálculo que fogem da realidade geométrica da estrutura (Balbo, 2009).

Utilizando a teoria da elasticidade, Westergaard desenvolveu expressões matemáticas para calcular tensões críticas devido às cargas de roda nos pavimentos de concreto, dadas certas condições hipotéticas de carregamento e de suporte. As hipóteses consideradas na análise foram que a placa é homogênea, isotrópica e elástica, sendo então constantes o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. A espessura da placa foi considerada constante e o comportamento do

solo do subleito foi modelado como uma fundação de WinKler, ou seja, o subleito é tido como um conjunto de molas absolutamente idênticas e dispostas verticalmente, que respondem às ações externas sem que ocorra a transmissão de esforços de cisalhamento entre elas.

Trata-se de uma hipótese simplificada e bastante empregada, porém distante da realidade do comportamento de um solo de fundação ou de bases granulares e cimentadas.

As molas, respondendo de acordo com a lei de Hooke, apresentariam uma reação por unidade de área no entorno de um ponto, conforme a equação:

$$p = k \cdot w \quad (3.2)$$

Sendo k o módulo de reação do subleito e w a deflexão sofrida pela placa após a aplicação da carga p .

Westergaard (1926) analisa três situações possíveis de carregamento sobre uma placa, com cargas aplicadas sobre uma área circular (cargas distribuídas) e pressões uniformes sobre a roda: carga no centro da placa, carga em uma borda da placa e carga no canto da placa. Para cargas no centro ou na borda da placa, estas estariam localizadas a uma distancia razoável do canto da placa. Para as deduções analíticas foi necessário estabelecer a hipótese de que a placa teria dimensões semi-infinitas.

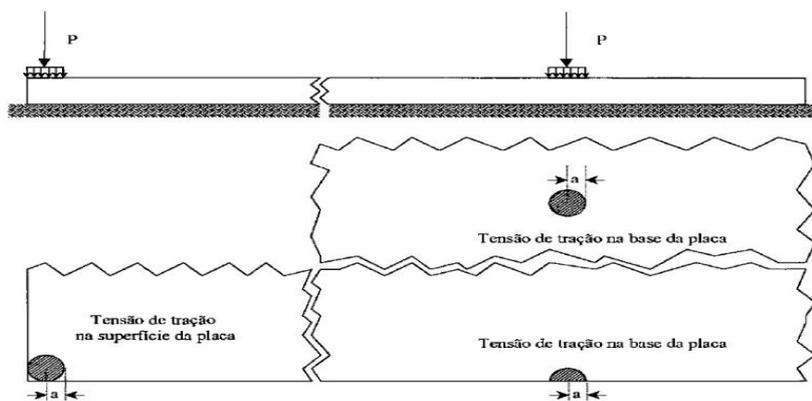


Fig. 3.2 – Os três casos de carregamento em uma placa de pavimento de concreto (Dulce, 1997).

3.4.1. Carga aplicada no canto da placa

Neste tipo de carregamento a carga tende a causar uma tensão crítica na parte superior da placa. Nesta situação de carga no canto, os engenheiros Goldbeck (1919) e Older (1924) foram os primeiros a tentar solucionar o problema da “quebra

do canto”. Eles consideraram que a carga estaria concentrada no canto da placa, o que implicaria em $a = 0$ (Fig. 3.1), e que a distancia entre o canto e a zona crítica de tração seria muito pequena, a tal ponto que o esforço de tração na flexão seria muito influenciado pela carga e muito pouco influenciado pela reação do subleito. Assim, o problema pode ser analisado como uma viga em balanço, tendo em vista que a reação do subleito é desprezível com relação à carga aplicada. Logo, a tensão de tração no topo da placa seria dada por:

$$\sigma = - \frac{3 \cdot P}{h^2} \quad (3.3)$$

No entanto, para um caso real, a carga encontra-se distribuída e, portanto a é diferente de zero. Segundo Westergaard (1926), o ponto de tensão máxima ocorre a certa distância do canto (ponto de aplicação da carga), e essa distancia será suficientemente longa para que as reações fora da seção crítica possam reduzir o momento fletor.

Neste caso, as primeiras fórmulas para o cálculo das tensões e deflexões foram obtidas por Westergaard (1926) aplicando o método de Ritz. Ele encontrou que a tensão de tração na flexão máxima ocorre aproximadamente a uma distância de $2,378\sqrt{al}$ do canto, ao longo do ângulo bissetor, e é dada por:

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0,6} \right] \quad (3.4)$$

A deflexão na vizinhança do canto é dada por:

$$w_c = \frac{P}{Kl^2} \left[1,1 - 0,88 \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right) \right] \quad (3.5)$$

3.4.2. Carga aplicada no interior da placa

Para este caso a roda se encontra no centro da placa, distante das bordas. Westergaard (1939) considerou neste caso a possibilidade de aplicação de uma teoria suplementar para o cálculo de tensões, pela possibilidade de ocorrência de

tensões nas vizinhanças da área de aplicação de carga de magnitude superior à tensão de tração na flexão no fundo da placa.

Segundo Westergaard (1939), existem 2 tipos de teoria de placas baseados na Teoria da Elasticidade: uma especial e outra ordinária. Na teoria especial aplica-se a lei de Hooke, e o material mantém sua continuidade. Na teoria ordinária admite-se que linhas perpendiculares à placa permanecem retas e perpendiculares à linha neutra sob ação do carregamento (Dulce, 1997).

A teoria ordinária, que é uma análise mais simplista, não leva em consideração os efeitos das tensões cisalhantes nas proximidades da carga concentrada. Para levar em consideração esses efeitos foi então introduzido o conceito de raio equivalente, procurando-se então expressar os resultados da teoria especial em termos da teoria ordinária.

Para a hipótese de que tanto a largura e quanto o comprimento da área de contato ser maior do que 1,724 vezes a espessura da placa, não era necessária se fazer nenhuma correção especial à teoria ordinária para se considera os efeitos das tensões de cisalhamento nas proximidades da carga. A correção do raio da área circular carregada para quando o raio da roda (a) fosse inferior a 1,724 vezes a espessura da placa. O raio corrigido (b) para tais situações deve ser calculado pela expressão:

$$b = \sqrt{1,6 \cdot a^2 + h^2} - 0,675 \cdot h \quad (3.6)$$

Para uma carga uniformemente distribuída sobre uma área de raio a , a deflexão no centro da placa resultou:

$$w = \frac{P}{8 \cdot k \cdot l^2} \cdot \left\{ 1 + \left(\frac{1}{2\pi} \right) \left[\ln \left(\frac{a}{2l} \right) + \gamma - \frac{5}{4} \right] \cdot \left(\frac{a}{l^2} \right) \right\} \quad (3.7)$$

Para o cálculo da tensão, Westergaard encontrou a expressão dada por:

$$\sigma = \frac{3 \cdot P \cdot (1 + \mu)}{2 \cdot \pi \cdot h^2} \cdot \left[\ln \left(\frac{2l}{a} \right) + \frac{1}{2} - \gamma \right] \quad (3.8)$$

Onde $\gamma = 0,5772156449$ (constante de Euler)

Quando $a < 1,724h$, substitui-se simplesmente a por b na equação 3.7, o que compensaria a negligência da Teoria de Placas com relação às tensões de cisalhamento. Ainda, quando a carga for quadrada, sendo c o lado do quadrilátero, substitui-se o valor do a na equação 3.7 pelo raio corrigido c' , dado pela expressão (Balbo, 2009):

$$c' = \frac{e^{\frac{\pi}{4}-1}}{\sqrt{2}} \cdot c \quad (3.9)$$

3.4.3. Carga aplicada na borda da placa

Westergaard (1926) considerou uma carga semicircular uniformemente distribuída de raio a colocada na borda como vista na Fig. 3.1. Para este tipo de análise ele considera a carga aplicada com seu centro sobre a junta, o que resulta numa área de um semicírculo, suficientemente afastada do canto da placa. As formulações iniciais (equações 3.9 e 3.10) para o cálculo das tensões e deflexões foram questionadas por Ioannides (1985), o que inclusive, levou Westergaard (1939) a considerar a necessidade de um estudo teórico mais apurado.

$$w = \frac{P}{k \cdot l^2} \cdot (1 + 0,4 \cdot \mu) \cdot \frac{1}{\sqrt{6}} \quad (3.10)$$

$$\sigma = \frac{0,529 \cdot P \cdot (1 + 0,54\mu)}{h^2} \cdot \left[\log_{10} \left(\frac{E \cdot h^3}{k \cdot a^4} \right) - 0,71 \right] \quad (3.11)$$

A partir de 1948, Westergaard apresenta as equações aplicáveis para as tensões resultantes de cargas circulares e semicirculares, respectivamente:

$$\sigma = \frac{3 \cdot P \cdot (1 + \mu)}{\pi \cdot (3 + \mu) \cdot h^2} \cdot \left[\ln \frac{E h^3}{100 \cdot k \cdot a^4} + 1,84 - \frac{4\mu}{3} + \frac{(1 - \mu)}{2} + 1,18 \cdot (1 + 2\mu) \cdot \left(\frac{a}{l} \right) \right] \quad (3.12)$$

$$\sigma = \frac{3.P.(1+\mu)}{\pi.(3+\mu).h^2} \cdot \left[\ln \frac{Eh^3}{100.k.a^4} + 3,84 - \frac{4\mu}{3} + \frac{1}{2} \cdot (1+2\mu) \cdot \left(\frac{a}{l}\right) \right] \quad (3.13)$$

As correspondentes equações para o cálculo da deflexões para a carga na borda, também foram propostas por Westergaard (1948), para a carga circular e semicircular são, respectivamente:

$$w = \frac{P\sqrt{2+1,2\mu}}{\sqrt{E.h^3.k}} \cdot \left[1 - (0,76 + 0,4\mu) \cdot \left(\frac{a}{l}\right) \right] \quad (3.14)$$

$$w = \frac{P\sqrt{2+1,2\mu}}{\sqrt{E.h^3.k}} \cdot \left[1 - (0,323 + 0,17\mu) \cdot \left(\frac{a}{l}\right) \right] \quad (3.15)$$

Da mesma maneira que no caso para carga no interior, ele considerou a introdução de um raio equivalente b no lugar do raio verdadeiro a . Portanto, para o caso de $a < 1,274.h$ (ocorrência de cisalhamento vertical), o valor do raio a deve ser substituído pelo raio corrigido b conforme a equação 3.5.

3.4.4. Conclusões e limitações acerca das equações de Westergaard

No gráfico abaixo são apresentados os efeitos de variações nos valores de tensões de tração na flexão em placas de concreto de 200 mm de espessura, módulo de elasticidade de 28.000 Mpa, coeficiente de Poisson (μ) de 0,15 e raio da área de contato da carga de 112,5 mm e carga aplicada sobre uma roda de 20,41KN; tais resultados mostram que as cargas sobre bordas de placas resultam em tensões ligeiramente maiores no concreto que aquelas devidas a carga de canto, sendo então as tensões para cargas internas à placa ainda inferiores. Observa-se também que, para uma faixa de variação de K entre 15 Mpa/m até 140 Mpa/m há um decréscimo percentual nas tensões nas placas de concreto de cerca de 20%, certamente já indicando então que tal módulo de reação do subleito exerceria um efeito menor no dimensionamento de um pavimento de concreto comparado à própria espessura da placa.

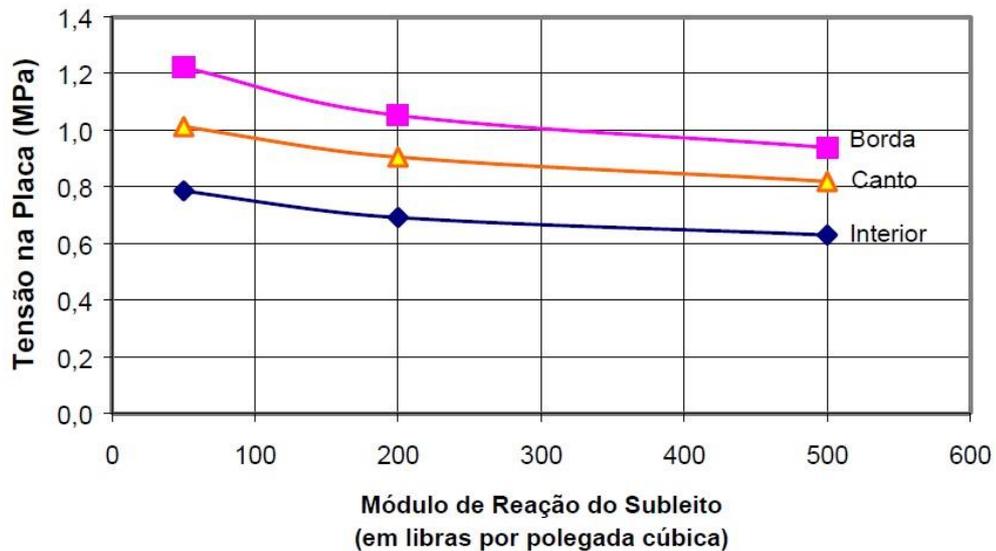


Gráfico 3.1 – Tensões de borda, canto e internas à uma placa em função do módulo de reação do subleito (fonte: Balbo, V simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto).

Se nos apoiarmos nos resultados de Westergaard, concluir-se-á que, uma alteração majorando de 4 vezes o valor do módulo de reação do subleito é capaz de uma redução nas tensões da ordem de 10%, enquanto que uma acréscimo de 50% no raio da carga seria capaz da mesma redução (10%), mantida a mesma carga. Daí, como a carga total não altera, apenas a carga distribuída, mantida a pressão constante para a alteração do raio, conclui-se que:

- a dimensão da roda afeta a tensão resultante na placa;
- o valor de K pouco afeta, proporcionalmente, a tensão na placa;
- a resposta tensão em função de carga não é linear, pois está na dependência de a (raio da roda);
- à medida que o raio da carga aumenta a tensão de tração na flexão decresce.

O raciocínio acima, em função da própria formulação de Westergaard, é suficiente para nos informar que o resultado de tensões, do ponto de vista da geometria do problema, não é linear; Assim, embora a teoria linear, não é possível se tomar como realista a hipótese que as tensões aumentam na mesma proporção em que as cargas são incrementadas, o que resulta em superestimativa das tensões calculadas.

Westergaard reconhecia inúmeras dificuldades em seu trabalho em sua teoria:

- não permitia a consideração dos efeitos de variação de temperatura nas placas;

- não permitia a consideração de espessura variável na placa, já que na época era comum o emprego de bordas espessadas de placas de concreto para pavimentação;
- não se aplicava a subleitos moles ou com vazios ou descontinuidade (perda de suporte);
- não permitia considerar reações horizontais no subleito;
- não permitia considerar os efeitos dinâmicos nos pavimentos, expressos em termos de inércia das placas ou dos subleitos face aos carregamentos aplicados; no caso de variação de pressões de contato devidas a efeitos dinâmicos, sugeria o autor a possível consideração indireta por meio de acréscimo no valor do módulo de reação do subleito.

3.4.5. Tensões causadas por uma temperatura diferencial entre a superfície e a base da placa.

As tensões causadas por variações de temperatura ambiente eram consideradas de importância secundária, assim como as tensões térmicas geradas no processo de cura do concreto e aquelas devidas a variações no teor de umidade. Entretanto, em 1927 Westergaard fez uma análise das tensões causada por variações da temperatura e sugeriu que esta poderia ser feita em dois momentos distintos, a saber: na vida inicial do pavimento, ou seja, antes de ele ganhar toda a sua resistência e ser aberto ao tráfego, e após alguns anos de serviço quando ele já desenvolvesse toda a sua resistência. No primeiro momento se analisariam apenas as tensões produzidas por variações de temperatura, enquanto que no segundo se analisaria o efeito simultâneo da carga e da temperatura.

Sabe-se que variações diárias de temperatura podem causar o empenamento das placas de um pavimento de concreto, e isso não só altera as condições de contato entre a placa e a fundação, mas também o estado de tensões na placa.

Durante o dia, a partir de um dado momento, geralmente pela manhã, a temperatura da superfície da placa é superior à temperatura do fundo da placa em relação à sua superfície média, em relação à temperatura de referência original. Este fato causaria uma tendência de deslocamento da superfície da placa para cima, em forma de um arqueamento, tracionando as fibras superiores da placa, enquanto o fundo da placa ficaria sujeito à compressão (Balbo, 2009).

Entretanto, o peso da placa restringe essa tendência de movimento, fazendo com que sejam induzidas tensões de compressão na superfície e tensões de tração na base da placa. À noite ocorre uma inversão da distribuição de temperatura ao longo do perfil da placa, ficando então a temperatura na base maior do que na superfície, e com isso a base da placa tende a expandir e o topo a contrair. Sendo

assim, são induzidas tensões de compressão na base da placa e tensões de tração na superfície da mesma devido ao seu peso próprio.

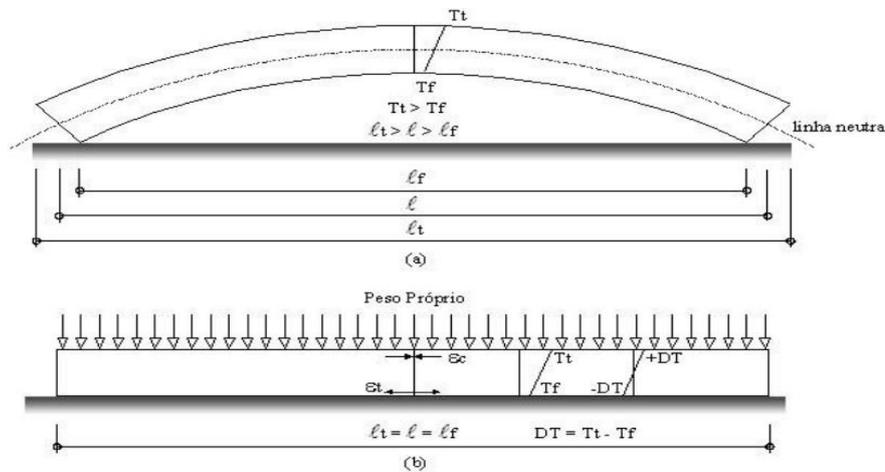


Fig. 3.3 – Tensões térmicas geradas nas placas dos pavimentos de concreto devido às variações diárias de temperatura (Dulce, 1997).

As soluções encontradas por Westergaard (1927), para o cálculo de tensões no centro de uma placa infinita (Fig.3.4a) nas duas direções foi:

$$\sigma_0 = \frac{E \cdot \alpha \cdot DT}{2(1 - \mu)} \quad (3.16)$$

Onde σ_0 é a tensão em ambas as direções; E é o módulo de deformação do concreto; α é o coeficiente de variação térmica do concreto; μ é o coeficiente de Poisson e DT é o gradiente térmico.

No final da década de 30, Bradbury (1938) reescreveu a solução de Westergaard (1927) para uma placa finita, apresentando a solução:

$$\sigma_i = \frac{E \cdot \alpha \cdot DT}{2} \left(\frac{C_i + \mu C_j}{1 - \mu^2} \right) \quad (3.21)$$

Onde i é a direção desejada (X ou Y); j é a outra direção (Y no caso de tensões em X ou X no caso de tensões em Y) e C_i e C_j são os coeficientes obtidos a partir do gráfico abaixo, em função das dimensões da placa em X ou em Y (L_x ou L_y , respectivamente) e de λ , definido na equação (3.19).

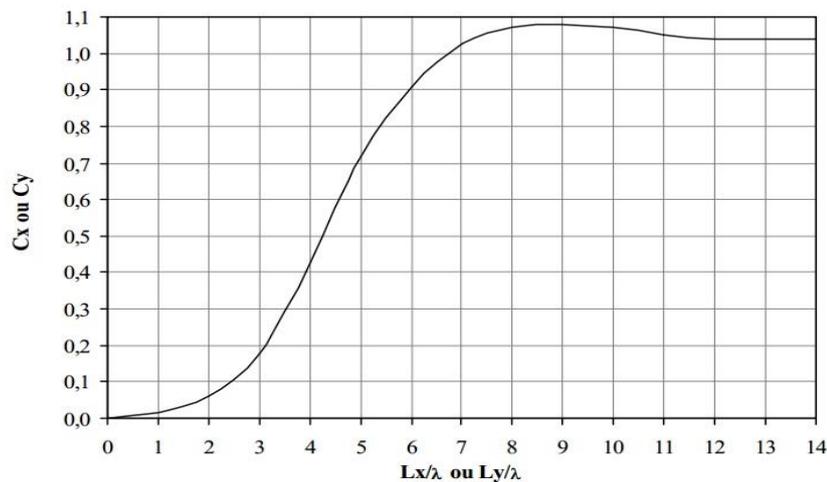


Gráfico 3.2–Valores do coeficiente de tensão C (fonte: Bradbury, 1938).

3.5. As cartas de influência de Pickett & Ray (1951)

Diante da expansão da malha rodoviária e aeroportuária após a segunda guerra e conseqüente aumento das cargas em veículos com eixos de múltiplas rodas, Pickett & Ray (1951) assumiram a tarefa de construir uma série de figuras conhecidas por “cartas de influência” que se prestavam à obtenção de deflexões e momentos fletores em placas de concreto sob a ação de cargas posicionadas sobre cantos, bordas ou no centro das placas.

A carta de número 6 empregou a equação para cálculo de deflexões (w) quando uma carga distribuída sobre uma área qualquer está próximo da borda (junta) de uma placa, em uma modificação da teoria original proposta por Westergaard (1948):

$$w = \frac{2P}{\pi kl} \int_0^{\infty} \frac{\gamma \cdot \cos \frac{\alpha x}{l} \left[\cos \frac{\beta y}{l} + (1 - \mu) \cdot \alpha^2 \cdot \text{sen} \frac{\beta y}{l} \right] \cdot e^{-\gamma y}}{1 + 4(1 - \mu) \cdot \alpha^2 \cdot \gamma^2 - (1 - \mu)^2 \cdot \alpha^4} \cdot d\alpha \quad (3.22)$$

Esta equação é deduzida para quando não existe transferência de carga alguma naquela junta (Westergaard, 1948). Na integração numérica desta equação Pickett e Ray (1951) assumiram que o valor do coeficiente de Poisson do concreto igual a 0,15.

Na construção das “cartas de influência” Pickett e Ray (1951) empregaram o princípio de superposição de efeitos, admitindo desta maneira que a estrutura teria comportamento elástico-linear. Vale observar que além da consideração das rodas

de veículos em escala sobre o desenho, os ábacos de Pickett e Ray dependem do cálculo preliminar do raio de rigidez (l), que depende, portanto, do conhecimento do módulo de elasticidade (E) do concreto, da espessura (h) da placa de concreto (assumida *a priori* para verificação da tensão), do coeficiente de Poisson do concreto (μ) e do módulo de reação do subleito. Portanto, os cálculos de tensões deste método (na forma gráfica, muito conveniente para uma época distante da microinformática), são possíveis de serem consideradas variações no módulo de elasticidade do concreto.

Pickett e Ray (1951) não se referiam a questões relacionadas à fadiga do concreto, o que aparentemente encaminharia o uso das cargas na época para um critério de carga crítica.

A técnica de seu emprego consistia em posicionar o eixo sobre a carta em escala conveniente, definida com extensão preestabelecida na carta para o valor do raio de rigidez relativa da placa de concreto, fazendo-se uma contagem dos blocos posicionados sob as rodas, bem como sua soma final. O momento fletor máximo (M) na placa era calculado pela fórmula:

$$M = \frac{q \cdot l^2 \cdot N}{10000} \quad (3.23)$$

Onde, q é a pressão na roda e M é determinado por unidade de comprimento da placa. A tensão de tração na flexão ficaria, assim, imediatamente determinada a partir de M .

Atualmente determina-se o número N de blocos da carta de influencia (número 2, para cargas no centro e número 6, para cargas na borda), com auxílio das figuras abaixo, em função do raio de rigidez da placa de concreto, l , da distância entre as duas rodas do semi-eixo de rodagem dupla, x , das distâncias entre os conjuntos de rodas dos semi-eixos tandem duplo ou triplo, d .

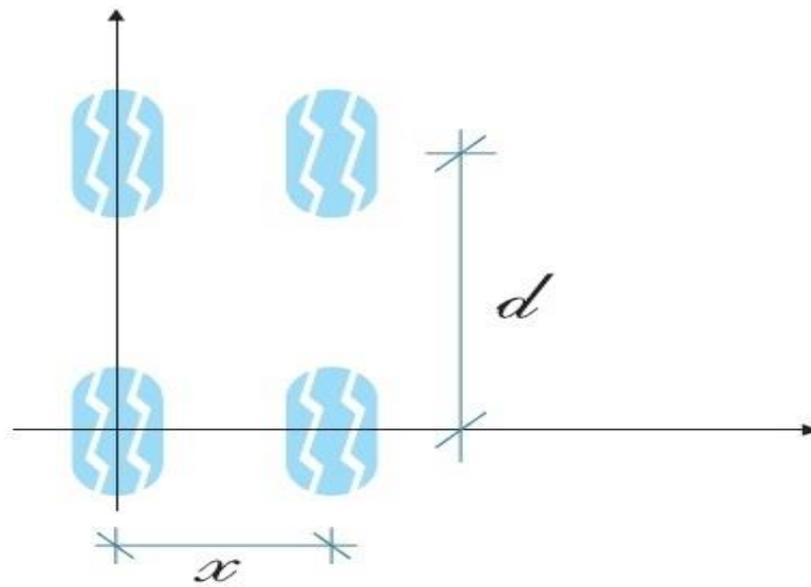


Fig. 3.4 – Esquema para auxílio a carta de influência número 2 (carga no centro) –
Fonte: Pitta, 1997.

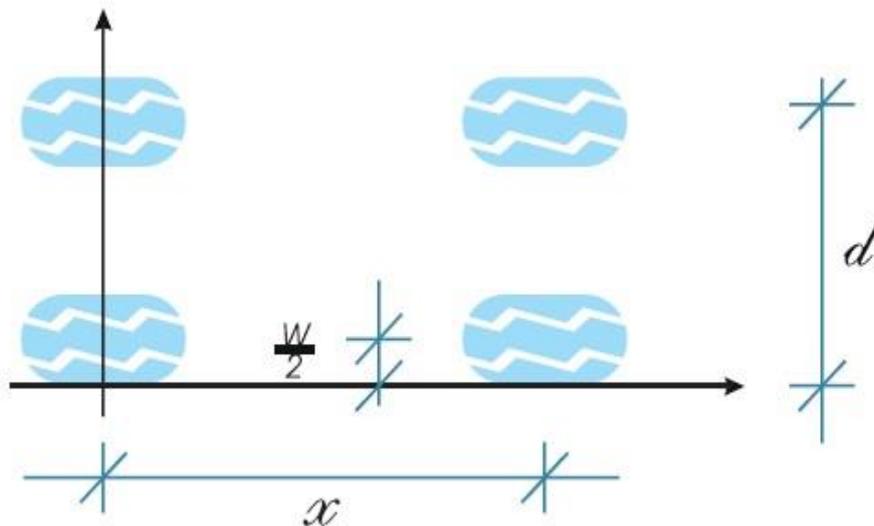


Fig. 3.5 – Esquema para auxílio a carta de influência número 6 (carga na borda) –
Fonte: Pitta, 1997.

O raio de rigidez é dado por:

$$l = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K}} \quad (3.24)$$

Onde: E é o módulo de elasticidade do concreto (em Mpa);

H é a espessura da placa de concreto (em m);

μ é o coeficiente de Poisson do concreto, tomado como 0,15;

K é o coeficiente de recalque da fundação (Mpa/m).

3.6. O método da PCA de 1966

Em 1966, já com uso de computadores, a PCA realizou uma modelagem das cartas de influência de Pickett e Ray (1951) onde propôs o uso de ábacos para o cálculo de tensões. Na época, dois tipos de eixos foram considerados, os eixos simples (de rodagem dupla) e os eixos tandem duplos (compostos por dois eixos simples de rodagem dupla) afastados entre si (de seus centros) de cerca de 1,3 metros. A montagem dos ábacos empregou a carta de influência número 6 de Pickett e Ray (1951) tendo sido adotado o valor de $E = 28.000$ Mpa.

Admitida uma espessura para a placa de concreto e conhecidos os valores de K e o tipo de eixo, bem como a carga sobre o mesmo, obtém-se a tensão máxima na face interior da placa, quando a carga está próxima à junta (borda transversal) da placa. Dos ábacos propostos podem-se extrair as equações para o cálculo das tensões causadas por eixos simples de rodas duplas (esdr), eixos tandem duplos (etd) e eixos tandem triplos (ett):

$$\sigma_{esrd} = 219,915 \cdot \frac{Q_{esrd}^{0,7381}}{h^{1,3767} \cdot k^{0,2126}} \quad (3.25)$$

$$\sigma_{etd} = 104,596 \cdot \frac{Q_{etd}^{0,7512}}{h^{1,2835} \cdot k^{0,2588}} \quad (3.26)$$

$$\sigma_{ett} = 31,295 \cdot \frac{Q_{ett}^{0,8067}}{h^{1,1653} \cdot k^{0,2841}} \quad (3.27)$$

O método da PCA de 1966 introduz o conceito de consumo de resistência à fadiga do concreto para o dimensionamento da espessura da placa.

O dimensionamento se faz admitindo-se, intrinsecamente, que o fenômeno de fadiga é linear (teoria de dano cumulativo linear), sendo calculado o consumo de resistência à fadiga (CRF) individual de cada carga por tipo de eixo, que é ditado pela relação entre o número de repetições de cargas previstas em projeto para tal tipo de eixo e carga e o número de repetições de carga admissíveis à fadiga, calculado por:

$$\log_{10}N_f = \frac{0,9718 - RT}{0,0828} \quad (3.28)$$

Onde RT é a razão entre a tensão de fato aplicada no concreto e sua resistência à tração na flexão ($f_{ct,M}$), também denominada de “relação entre tensões”.

A verificação do atendimento de uma dada espessura da placa de concreto ao tráfego de projeto segue o procedimento prescrito na “regra de Palmgren-Miner”, admitindo-se o dano contínuo à fadiga de natureza linear e cumulativa, sendo o consumo de resistência a fadiga (CRF) ditado pela função:

$$CRF = \sum_{i=1}^n \frac{N_{P,i}}{N_{f,i}} \leq 1 \quad (3.29)$$

3.7. O método da PCA de 1984

Em 1984, a PCA criou um critério de projeto para o dimensionamento de PCS (placa) onde passou a considerar alguns aspectos importantes no cômputo de tensões nos pavimentos, embora ainda omitisse aspectos relevantes como o empenamento térmico.

A simulação de tensões para o estabelecimento de valores tabulados passou a ser realizada por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), abandonando-se completamente o viés analítico, ou seja, as teorias de Westergaard ou o uso de cartas e ábacos de uma época em que as ferramentas de cálculo eram mais rudimentares.

O método passou a considerar o uso de barras de transferência (BT) e a transferência de carga por intertravamento de agregados na borda longitudinal da pista com acostamento, no caso de acostamentos formados por placas de concreto, o que reduz os esforços nas placas. Passou a considerar também a possibilidade de dimensionamento de pavimentos ditos “compostos”, com placa aderida à base cimentada, embora sem fornecer meios diretos de calcular o estado tensional nessas bases. Além disso, introduzia o critério de degradação por erosão, isto é, de escalonamento e quebra de cantos relacionados à contaminação de bases granulares, conforme observações realizadas principalmente na AASHO Road Test.

3.8. Método de cálculo plástico segundo Losberg (1961)

A utilização dos princípios da plasticidade para a aplicação no dimensionamento de placas sobre apoio elástico foi desenvolvida por **Losberg**, em suas publicações em 1961.

As pesquisas de Losberg foram motivadas pelo o aumento dos níveis de cargas em pistas de aeroportos, podendo estas atingir até 150 tf. Sendo assim, com os modelos os modelos de cálculos ainda fundamentados na teoria da elasticidade, as espessuras dos pisos seriam da ordem de 80 cm, para o caso de concreto simples.

Assim sendo, Losberg desenvolveu estudos sobre capacidade de carga das placas de concreto com armadura convencional distribuída em malha, sendo então possível caracterizar a carga última dessas placas em função dos momentos elásticos.

A figura abaixo mostra a distribuição de momentos em uma placa de concreto sobre base elástica, devido à carga concentrada em seu interior. As curvas **A** e **B** mostram a distribuição dos momentos segundo a teoria elástica, para uma carga pequena **B** e uma carga maior **A**. A curva **C** mostra a distribuição do momento após a placa ter atingido o estagio plástico, quando a carga aplicada leva à plastificação da face inferior da placa.

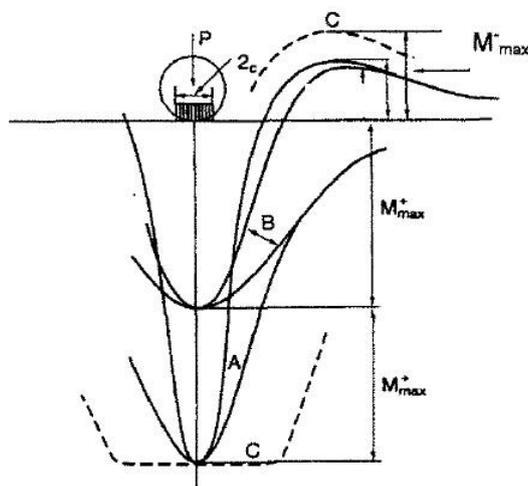


Fig. 3.6 – Distribuição de momentos em placa sobre base elástica devida a carga concentrada antes (A e B) e após a plastificação (C) (fonte: Rodrigues, 2004).

Pitta & Rodrigues (2006), explica que quando a carga é inferior a capacidade estrutural do pavimento, a curva de tensões (curva **B**) tem um comportamento homogêneo e essa tendência prossegue até que o limite resistente do concreto seja

atingido (curva **A**). Neste estágio a ocorre a plastificação do concreto, mas como esse material tem ruptura frágil, o alongamento na ruptura é muito pequeno.

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

Losberg (1978) publicou ábacos para a solução de suas fórmulas para o cálculo de momentos fletores requeridos nas armaduras de aço, tais ábacos foram montados, com o auxílio da teoria da elasticidade, para o cálculo de distribuições de pressões no solo de fundação.

A consideração de Losberg é que a continuidade da placa faz com que ocorra o momento negativo que contribui para a redução do positivo, à semelhança do que ocorre nas vigas contínuas. Para Losberg, essa continuidade ocorreria pela própria resistência à tração na flexão do concreto.

Entretanto, placas longas – comprimento maior do que $8 \times l$ (raio de rigidez) – são passíveis de fissuração por retração hidráulica e até mesmo por questão de fadiga do concreto a contribuição do negativo só pode ser empregada quando for prevista armação específica para essa finalidade.

3.9. Fórmulas Meyerhof

As fórmulas de Meyerhof (Meyerhof, 1962) chamam a atenção pela simplicidade de utilização, apresentando boa precisão, e são padrões em países como a Inglaterra, empregadas nos procedimentos normativos de cálculo (Concreto Society, 1984).

Meyerhof, usando os princípios de Johansen (1962), determinou fórmulas fechadas para o cálculo de momentos fletores em placas de concreto para cargas interiores, de borda e de canto. São elas:

$$\text{Carga central: } P = Mo. 6. \left(1 + 2a/l \right) \quad (3.30)$$

$$\text{Carga de borda livre: } P = Mo. 3,5. \left(1 + 3a/l \right) \quad (3.31)$$

$$\text{Carga de canto: } P = Mo. 2. \left(1 + 4a/l \right) \quad (3.32)$$

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

4. Dimensionamento e Detalhamento de Pisos Industriais

Neste capítulo será abordado, de maneira eminentemente prática, o modo de dimensionamento dos pisos de concreto com armadura distribuída e o estruturalmente armado, para os tipos de carregamento mais comuns em obras industriais:

- a – Cargas moveis de empilhadeiras;
- b – Cargas uniformemente distribuídas;
- c – Cargas produzidas por montantes de prateleiras.

As estruturas dos pisos são formadas pela placa de concreto e pelo conjunto sub-base e subleito, sendo dimensionamento em função dos seguintes parâmetros:

- As características do subleito e da sub-base, expressa pelo módulo de reação K ;
- A resistência do concreto;
- O tipo de carregamento;
- O número de repetições de cargas;
- Os efeitos cumulativos de mais de uma carga ou tipos de cargas;
- A eficiência dos dispositivos de transferência de cargas entre placas adjacentes.

A metodologia de dimensionamento dos pisos industriais foi herdada dos pavimentos rodoviários e aeroportuário, inicialmente com os trabalhos pioneiros de Westergaard – base eminentemente teórica – e posteriormente com os estudos de cunho experimental desenvolvidos de modo independente por Meyerhof (1962) e A. Losberg (1961).

A determinação dos momentos fletores atuantes na placa baseada nos trabalhos desenvolvidos por Westergaard, que analisa teoricamente a placa de concreto, assume que esta se comporta como um sólido homogêneo, isotrópico e elástico em equilíbrio, apoiada sobre uma base elástica, e que as reações do solo são verticais e proporcionais aos deslocamentos verticais sofridos pela placa (hipótese de fundação Winkleriana).

O piso industrial pode ser dimensionado, considerando-se a situação de uma placa apoiada em um sólido elástico isotrópico que emprega o módulo resiliente do solo (sistema subleito – sub-base) ou, em uma situação mais comum, suportada por um líquido denso – fundação de Winkler – em que o coeficiente de recalque simula as constantes de mola desse líquido denso.

Dentre as limitações das equações de Westergaard referem-se à ausência da análise imediata das tensões na fundação e, mais importante, a influência de uma carga nas tensões em um ponto que não seja imediatamente abaixo do ponto de aplicação da carga. Essa limitação passou a ser suprida pelo desenvolvimento das

cartas de influência por Pickett & Ray, que são sistemas gráficos que permitem a determinação do momento fletor gerado por um carregamento com área de contato definida, para carga central ou de borda.

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

4.1. Cálculo do momento fletor

4.1.1. Momento fletor segundo Westergaard

Além das fórmulas para a avaliação das tensões e deflexões para cargas circulares aplicadas no canto, na borda e no centro nas placas de concreto apoiadas em meio elástico. Westergaard também desenvolveu fórmulas para o cálculo dos momentos fletores máximos para as mesmas três situações de carregamento circulares:

- Carga aplicada no canto da placa:

$$M_{max} = -\frac{P}{2} \cdot \left[1 - \left(\frac{a \cdot \sqrt{2}}{l} \right)^{0,6} \right] \quad (4.1)$$

- Carga aplicada no interior da placa:

$$M_{m\acute{a}x} = -P(1 + \mu) \left[0,1833 \log \frac{a}{l} - 0,0490 - 0,078 \frac{a}{l} \right] \quad (4.2)$$

- Carga aplicada na borda da placa:

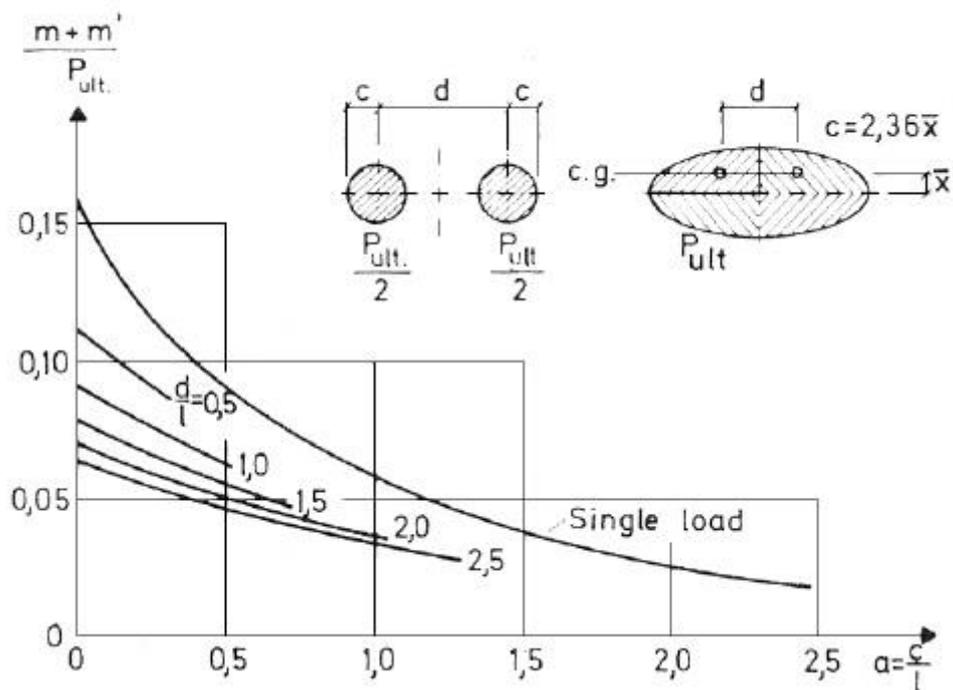
$$M_{m\acute{a}x} = -P(1 + 0,5\mu) \left[0,489 \log \frac{a}{l} - 0,012 - 0,063 \frac{a}{l} \right] \quad (4.3)$$

4.1.2. Momento fletor segundo Losberg

A determinação do momento fletor, segundo Losberg (1978), pode ser obtida graficamente através dos ábacos para determinação do momento para cargas no interior e para cargas na borda da placa de concreto. O momento total requerido ($m + m'$) - soma dos momentos negativos e positivos - na seção de ruptura é aquele faltante para o equilíbrio na seção transversal, que será disponibilizado pela presença da armadura. Determina-se esse valor com uma função descrita graficamente que depende do raio da roda, da distancia entre os centros de rodas e do valor do raio de rigidez relativa (l) do sistema placa apoiada sobre fundação.

Para carga no aplicada no centro temos:

$$\frac{(m + m')^{req}}{P} = f\left(\frac{a}{l}; \frac{d}{l}\right) \quad (4.4)$$



Ábaco 4.1 – Ábaco para a determinação de momentos para carga no interior (Losberg, 1978).

Em sua teoria, Losberg (1960) redefiniu o conceito de raio de rigidez relativa para placas sobre subleito tipo sólido elástico, que foi expresso pela função:

$$l_e = \sqrt[3]{\frac{E \cdot h^3 \cdot (1 - \mu_s^2)}{6 \cdot (1 - \mu^2) \cdot E_s}} \quad (4.5)$$

Onde μ_s e E_s são o coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade do solo, respectivamente. Segundo Rodrigues (2004) o valor de l_e pode ser calculado de maneira simplificada por:

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{E \cdot I_e}{(1 - \mu^2) \cdot K}} \quad (4.6)$$

Onde I_e é o momento de inércia da seção fissurada, também denominada de momento de inércia equivalente, que é dado por:

$$I_e = \left(\frac{M_{crit}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{crit}}{M_a}\right)^3 \cdot I_{crit}\right] \leq I_g \quad (4.7)$$

Onde:

- M_{crit} é o momento máximo resistido pelo concreto:

$$M_{crit} = \frac{f_{ctm,k} \cdot I_g}{y_t} \quad (4.8)$$

sendo I_g o momento de inércia da seção não fissurada e y_t a distancia da linha neutra a fibra mais tracionada;

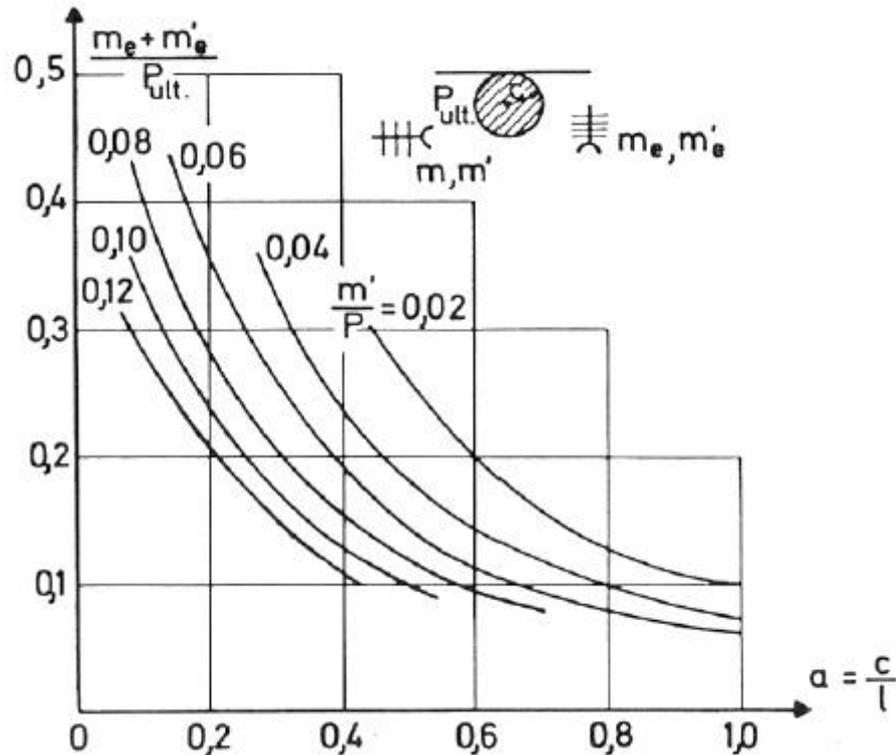
- M_a é o momento atuante;
- I_{crit} é o momento de inercia da seção fissurada:

$$I_{crit} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 \quad (4.9)$$

Sendo b a largura da seção, x a altura da seção comprimida, n a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto (tomado como 7,5), A_s a seção de aço e d a altura útil da peça (altura nominal menos o cobrimento da armadura).

Para carga aplicada na borda, requer a determinação do momento m' que é momento disponível no concreto e o conhecimento de P que é a carga de ruptura (Carga máxima com possível coeficiente de majoração):

$$\frac{(m + m')^{req,borda}}{P} = f\left(\frac{a}{l}; \frac{m'}{P}\right) \quad (4.10)$$



Ábaco 4.2 – Ábaco para determinação de momentos para a carga de borda (Losberg, 1978).

O momento de ruptura disponível no concreto (momento crítico) q_1 é função de sua resistência a tração na flexão, e é dado por:

$$m'_c = f_{ct,f} \cdot \frac{h^2}{6} \quad (4.11)$$

Onde h é a espessura da placa;

Losberg admite que parte do momento fletor total disponível é consumido pelo esforço provocado pela retração térmica ocorrida no concreto. Portanto, a parcela do momento fletor resistente empenhada por tais esforços é dada por:

$$\Delta m'_c = \frac{N_f}{1,8} \cdot \frac{h^2}{6} \quad (4.12)$$

Onde $N_f = \gamma \cdot h \cdot c \cdot \frac{l}{2} = \sigma_s \cdot A_s$, já vista anteriormente.

Logo o momento fletor resistente disponível no concreto é dado por:

$$m_{disp}^c = m'_c - \Delta m'_c \quad (4.13)$$

Calculado o valor do momento total requerido pelas equações 4.4 ou 4.5, o momento total requerido à armadura transversal será:

$$m_{req}^s = (m + m')^{req} - m_{disp}^c \quad (4.14)$$

Na borda, a força normal resultante da retração é nula, e não deve ser considerada. Portanto, o momento total requerido para a carga de borda, é dado por:

$$m_{borda}^s = (m + m')^{req,borda} - m'_c + \Delta m'_c \quad (4.15)$$

Losberg realizou uma série de testes com placas em verdadeira grandeza, e as equações desenvolvidas apresentaram boa aproximação com os resultados experimentais.

4.1.3. Momento fletor segundo Meyerhof

Através das equações 3.30, 3.31 e 3.32, apresentadas anteriormente são possíveis calcular o momento fletor para cargas no interior, na borda e no canto. As equações são funções do raio da área carregada (**a**), do raio de rigidez relativa da placa de concreto (**l**) e da carga aplicada (**P**).

As equações após rearranjo ficam:

Carga no interior:

$$M_o = \frac{P}{6 \left(1 + 2a/l \right)} \quad (4.16)$$

Carga na borda livre:

$$M_o = \frac{P}{3,5 \left(1 + 3a/l \right)} \quad (4.17)$$

Carga no canto:

$$M_o = \frac{P}{2 \left(1 + 4a/l \right)} \quad (4.18)$$

4.2. Dimensionamento para carga móvel de empilhadeira

A empilhadeira é um veículo dotado de dois eixos, podendo ou não ter rodagem dupla, sendo que o eixo traseiro é considerado, para efeito de dimensionamento, apenas como direcional, já que no mento de solicitação máxima de carga ela praticamente toda vai se concentrar no eixo dianteiro.

A distância entre as rodas no eixo mais carregado é um fator que agrega esforço ao pavimento, onde a pequena distância entre as rodas pode haver sobreposição das cargas individuais nos pontos de apoio.

Para o cálculo da área de contato pneu-pavimento consideram-se pneus com pressão de enchimento conhecida ou que possua roda rígida, neste caso considerar pressão de enchimento fictícia elevada no valor de 1,75Mpa ou medição real da área de contato (Rodrigues, 2006).

O dimensionamento do piso com armadura distribuída requer o conhecimento dos seguintes parâmetros:

- Carga do eixo mais carregado – formada pela carga içada mais o peso próprio do veículo;
- Frequência das cargas;
- Tipo de rodagem – simples ou dupla;
- Pressão de enchimento dos pneus, q , em Pa;
- Resistência à tração na flexão (módulo de ruptura) do concreto, $f_{ctM,k}$;
- Coeficiente de recalque da fundação, K , em Pa/m;
- Coeficiente de segurança.

Para a avaliação da frequência das cargas é necessário calcular o consumo de fadiga, que pode ser avaliada pela relação entre a tensão de tração na flexão gerada pelo carregamento e a resistência à tração na flexão característica do concreto (Rt), logo quanto mais próxima de 1 ela for, mais rápido será o consumo à fadiga do concreto, segundo a lei de Miner. À medida que Rt diminui, maior será o número de solicitações admissíveis, sendo infinito para $Rt = 0,45$. Pitta (1996) avalia a relação de Rt com N (Número de solicitações), que pode ser calculada por:

$$- \text{Quando } Rt \leq 0,45 \rightarrow N = \infty$$

- Quando $0,45 < Rt \leq 0,55 \rightarrow N = \left(4,2577/Rt - 0,4325\right)^{3,2268}$
- Quando $Rt > 0,55 \rightarrow N = 0,9718 - Rt/0,0828$

O coeficiente de segurança **FS** irá depender da frequência dos carregamentos e da capacidade da empilhadeira, pois nele está embutido o conceito de fadiga do concreto, como visto acima.

Sequência de dimensionamento:

a) Cálculo da área de contato efetiva dos pneus:

$$A = \frac{Pr}{q} \quad (4.15)$$

Onde **Pr** é a carga atuante no pneu, obtido pela divisão da carga do eixo pelo número de rodas e **q** é a pressão de enchimento do pneu.

b) Cálculo do raio da área de contato

$$a = \sqrt{\frac{A_c}{\pi}} \quad (4.16)$$

- se $a > 1,25h$ adotar $a = 1,25h$;
- se $a < 1,25h$ o parâmetro **a** deve ser calculado por:

$$a = \sqrt{\frac{A_c}{\pi}} + 0,6h \quad (4.17)$$

Que corresponde a admitir a área de contato da carga, plano médio da placa, considerando um espriamento com ângulo de 50° . Nesta situação o valor de **a** deve ser limitado a $1,25h$.

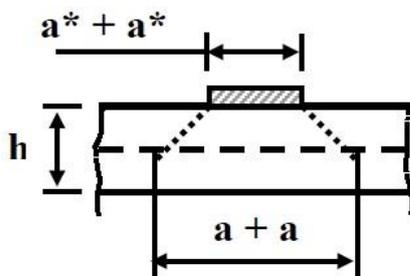


Fig. 4.1 – Espriamento de tensões devido à carga (Carnio, 2004).

c) Cálculo do momento fletor:

-Westergaard, Losberg ou Meyerhof

Para o caso de pisos com armadura distribuída o momento fletor obtido pode ser usado para determinar a espessura da placa ou a determinação da armadura estrutural, no caso de pisos estruturalmente armado.

- d) Determinar a espessura da placa: caso de pavimento com armadura distribuída (Pitta, 1996):

$$h = \sqrt{\frac{6M_o}{\sigma_{adm}}} \quad (4.17)$$

- e) Cálculo da armadura distribuída

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

Rodrigues (2006) propõem a Drag Equation para o cálculo da armadura necessária para o controle de tais tensões:

$$A_s = \frac{f \cdot W \cdot L \cdot h \cdot \gamma}{f_{yd}} \quad (4.18)$$

Onde W, L e h são a largura, comprimento e espessura da placa e γ é o peso específico do concreto. Considerando que o peso específico do concreto seja 25 N/m³ é que será utilizado aço CA 60 a equação 4.17 passa a ser:

$$A_s = \frac{f \cdot L \cdot h}{333} \quad (4.19)$$

- f) Cálculo da armadura estrutural:

Admitindo a peça estrutural trabalhando em regime de flexão simples, sem emprego de armadura no banzo comprimido (subdomínio 2a) e considerando o diagrama retangular simplificado de distribuição de tensões no banzo comprimido da seção transversal do concreto:

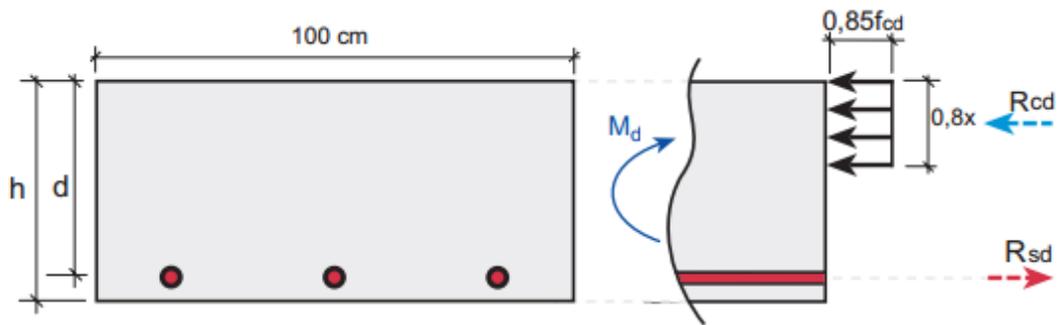


Fig. 4.2 – Diagrama retangular de distribuição de esforços no banzo comprimido (Apostila de concreto armado, USP).

O equilíbrio de forças normais na seção leva a

$$R_{cd} = R_{sd} \quad (4.20)$$

Conhecido o momento fletor de cálculo (M_d) atuante na seção transversal, conforme hipótese de cálculo, com teoria adequada para o caso das placas de concreto, tem-se o seguinte equilíbrio de momentos:

$$M_d = R_c \cdot (d - a) = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad (4.21)$$

Considerando-se a posição relativa da LN em função de d e de x , por substituição chega-se à expressão:

$$M_d = 0,68 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \xi \cdot (1 - 0,4 \cdot \xi) \quad (4.22)$$

Sendo $\xi = x/d$.

Conhecidos os valores do momento de cálculo (M_d) e da resistência a compressão de cálculo (f_{cd}), deve-se calcular o valor de ξ , que, no caso de emprego de armadura simples (apenas no banzo tracionado), deverá respeitar o valor limite para essa condição. Isso exige, portanto, a seguinte verificação:

$$\xi \leq \xi_{2a,lim} = 0,1667 \quad (4.23)$$

Caso, durante o cálculo, não se obtenha a condição da inequação acima, será necessário aumentar a espessura do concreto ou sua resistência, por tentativas, até o ajuste exigido. Uma vez obtida a condição da inequação 4.23, faz-se o cálculo da armadura de tração com o emprego 4.21 do equilíbrio de forças de tração e de compressão, que permite escrever:

$$R_c = \frac{M_d}{(d - a)} = A_s \cdot f_{yd} = R_s \quad (4.24)$$

Portanto, conhecidos os valores de d e o valor de ξ , sabendo-se que $a=0,4 \cdot x$ e que $x=\xi \cdot d$, a área de aço na seção transversal será (por unidade de comprimento):

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot \xi \cdot d) \cdot f_{yd}} \quad (4.25)$$

4.3. Dimensionamento para cargas uniformemente distribuídas

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

Usualmente os carregamentos distribuídos geram um momento negativo nos corredores que suplantam os momentos positivos que ocorrem sob a placa e são inferiores aos produzidos por cargas móveis ou pontuais e que por esse motivo, geralmente são desprezados.

Um caso frequente de distribuição de cargas é aquele que alterna zonas com carga (largura b) e sem carga (largura a), resultando em momento negativo no centro das regiões da placa que estão descarregadas (seção **A**), e um momento máximo positivo no centro da região carregada (seção **B**). A figura abaixo apresenta a distribuição de cargas e as seções onde ocorrem os momentos máximos.

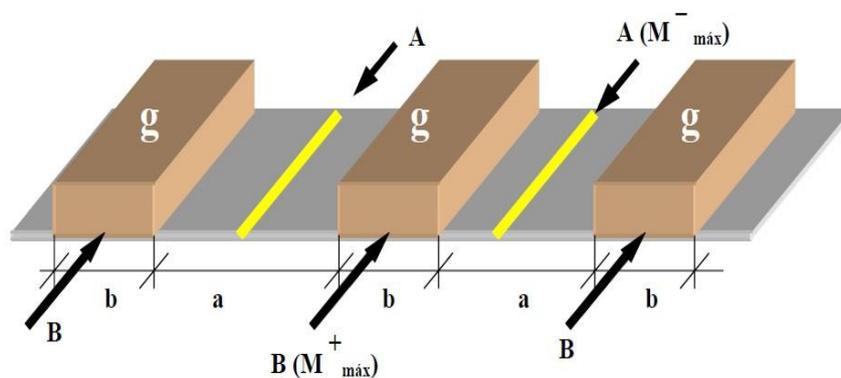


Fig 4.3 – Cargas distribuídas em faixas (Carnio, 2004).

Segundo Rodrigues (2004), quando o carregamento ocorre, o terreno de fundação experimenta uma deformação, fazendo com que haja uma mudança da curvatura da linha elástica da placa na área descarregada, gerando um momento negativo no corredor, situada a uma distância próxima de $1,1 l$ do término da área carregada, onde l é o raio de rigidez da placa.

Para Packard (1996), à medida que o corredor vai se estreitando, ocorre à superposição dos momentos negativos e esta será máxima em $a = 2,2 l$ e a capacidade do piso será:

$$c = 1,03 \cdot \sigma_{adm} \cdot \sqrt{h \cdot k} \quad (4.22)$$

Onde:

c é a carga admissível em KN/m²;

σ_{adm} é a tensão admissível em Mpa ($f_{ctM,k}$);

h é a espessura do concreto em centímetros;

k é o coeficiente de recalque em Mpa.

Segundo Oliveira Pinto & Carnio (2004), os momentos fletores máximos, negativos e positivos, para tal situação de carregamento são determinados por:

$$M_g^- = -0,168 \frac{g}{\lambda^2} \quad (4.23)$$

$$M_g^+ = 0,081 \frac{g}{\lambda^2} \quad (4.24)$$

Onde $\lambda = \sqrt[4]{\frac{3k}{E_c \cdot h^3}}$, sendo g carga uniformemente distribuída, h a espessura

da placa e E_c o módulo de elasticidade secante do concreto, de acordo com a tabela abaixo devendo-se tomar como metade destes valores para os carregamentos de longa duração (com permanência de atuação superior a 6 meses).

CLASSES DE RESISTÊNCIA	MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE DO CONCRETO E_c (N / mm ² ou MPa)
C20	29000
C25	30500
C30	32000
C35	33500
C40	35000

Tabela 3.2 – Valores de E_c em função da resistência a compressão (Carnio, 2004).

4.4. Dimensionamento para carga de prateleiras

O uso de sistemas de armazenamento vertical é uma tendência dos dias atuais, aproveitando ao máximo o volume da área de estocagem e emprega-se sistemas denominados porta-paletes, que nada mais são do que estantes onde os produtos paletizados são posicionados.

As cargas oriundas dos montantes de prateleiras geram cargas pontuais a serem suportadas pelo piso e que, por estarem muito próximas, influenciam-se entre si. Como resultados tem-se a geração de momentos positivos (parte inferior da placa).

Para o dimensionamento do piso são necessários os seguintes dados:

- Espaçamento entre os montantes x , em metros, que é a menor distância entre eles;
- Espaçamento entre montantes y , em metros, que é a maior distância entre eles;
- Distância z , em metros entre duas prateleiras adjacentes;
- Área de contato A da placa de apoio dos montantes;
- Carga do montante, P , em N;
- Módulo de ruptura do concreto $f_{ctM,k}$, em Mpa;
- Módulo de reação do subleito ou sub-base, em Mpa/m;
- Coeficiente de segurança das tensões.

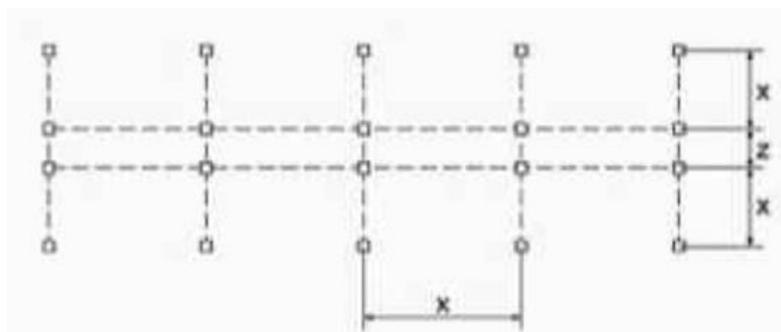
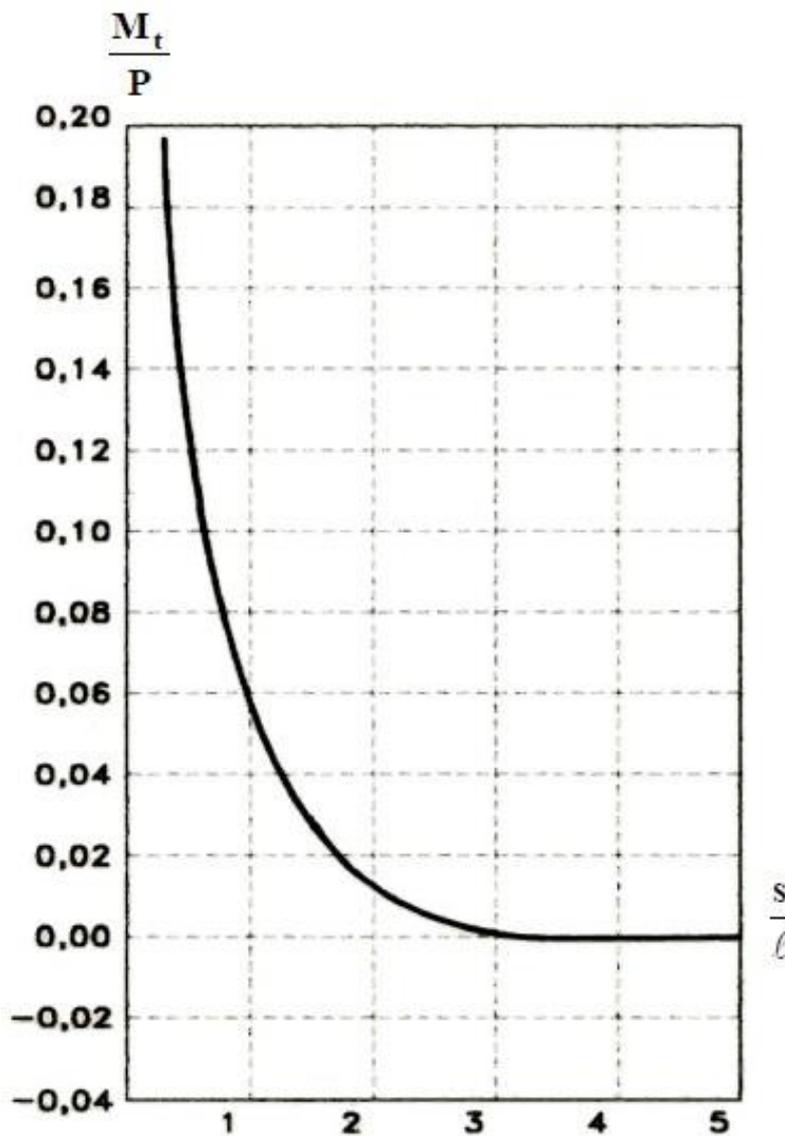


Fig. 4.4 – Sistema porta-palete (Rodrigues, Gasparetto & Botacini, 2006).

O momento fletor é calculado conforme teoria apresentada anteriormente através das equações de Westergaard, Losberg ou Meyerhof.

4.4.1. Influência nos momentos de cargas pontuais adjacentes

Oliveira Pinto & Carnio propõe que o momento que solicita uma seção **A** da placa devido a uma carga que atua em uma seção **B** pode ser determinado com o emprego do diagrama apresentado abaixo.



Ábaco 4.3 – Relação entre momento tangencial e carga em função do cociente entre a distância s até a carga pontual e o raio de rigidez relativa l .

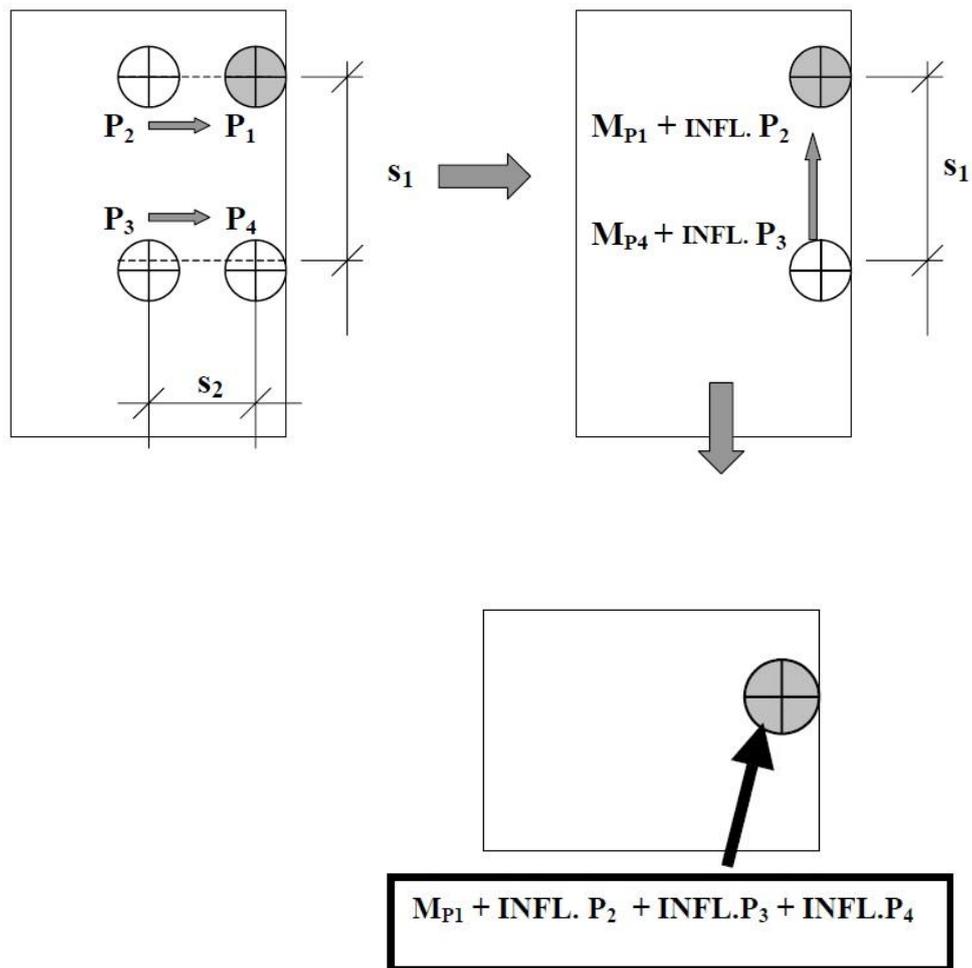


Fig. 4.5 – Cargas múltiplas e suas influências nos momentos (Carnio, 2004).

As influências das cargas P_2 e P_4 no momento produzido por P_1 é determinada calculando as relações S_1/l e S_2/l , cujos valores obtém-se, no diagrama (Gráfico 4.3), estas influências:

$$\frac{S_2}{l} \rightarrow \% \left(\frac{M_t}{P} \right) \cdot P_2 = \text{infl. } P_2 \quad (4.25)$$

$$\frac{S_1}{l} \rightarrow \% \left(\frac{M_t}{P} \right) \cdot P_4 = \text{infl. } P_4 \quad (4.26)$$

4.5. Juntas: Transferência de cargas entre placas

Os momentos atuantes nas bordas e nos cantos podem ter seus valores reduzidos pela transferência de parte da carga para placa adjacente.

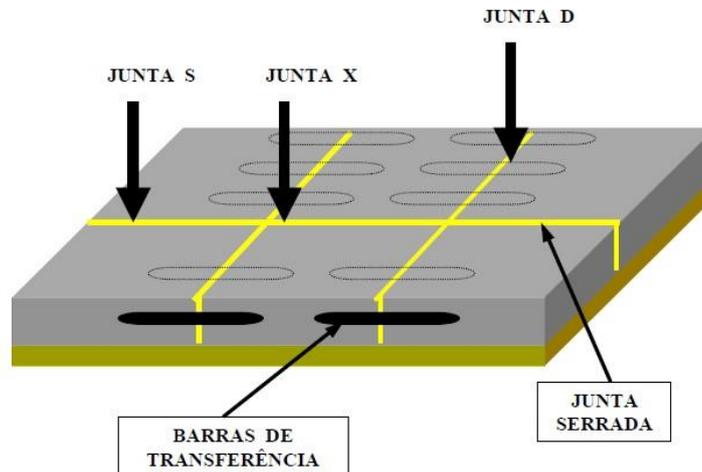


Fig. 4.6 – Cargas aplicadas próximas às juntas. (Pinto Jr e Carnio, 2004).

O dimensionamento para carga aplicada no canto considera que 30% da carga são transferidas para a placa adjacente. Essa situação de carregamento é mostrada na carga atuando na junta X mostrada na figura acima.

A carga aplicada na borda onde há a junta D há a existência de barras de transferência, portanto considera-se que 40% desta carga é transferida para a placa adjacente através das barras de transferência.

No caso da carga aplicada na borda próxima a junta S, sem barras de transferência, considera-se que 20% da carga é transferida para placa adjacente através do intertravamento dos agregados.

4.6. Dimensionamento das barras de transferência

As barras de transferência têm seus desempenhos ditados por dois parâmetros principais: o espaçamento e o diâmetro das barras; secundariamente, é função também da abertura da junta.

O ACI apresenta as recomendações para escolha adequada das barras de transferência, conforme tabela abaixo:

Espessura da placa (cm)	Diâmetro mínimo da barra (mm)	Comprimento mínimo da barra (cm)	Espaçamento máximo entre as barras (cm)
12 a 15	20	40	30
16 a 20	25	45	30
21 a 28	32	45	30

Tabela 4.2 – Dados para a escolha das barras de transferência.

As tensões atuantes nas barras de transferência estão intimamente ligadas à espessura da placa, através do raio de rigidez relativa l (equação 3.24).

Considere uma carga P sendo aplicada em uma junta, exatamente no alinhamento de uma barra de transferência. A tendência natural é que o esforço se distribua com maior intensidade na barra no alinhamento da carga, enquanto que as barras adjacentes recebam um esforço menor, proporcional à distância do centro de aplicação da carga.

Segundo Rodrigues, Botacini e Gasparetto (2008) a influência da carga se fará sentir até uma distância igual a 1,8 vezes o raio de rigidez relativo. Portanto, quanto maior ele for mais barras estarão repartindo o esforço aplicado.

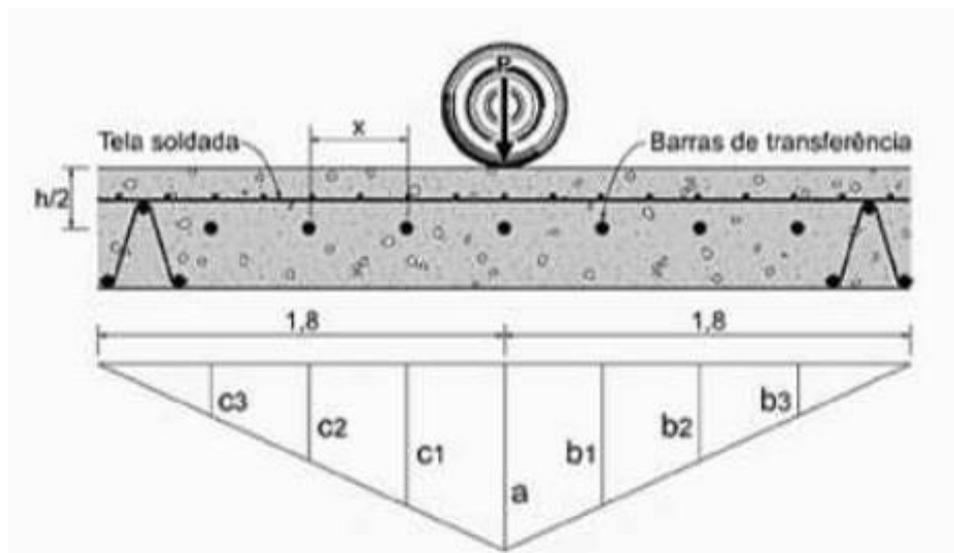


Fig. 4.7 – Distribuição de esforços nas barras de transferência (Rodrigues, Gasparetto & Botacini, 2006).

Com base na Fig. 4.6, pode-se ter os seguintes esforços aplicados, quando a carga estiver posicionada no interior da placa:

$$a = 1$$

$$b1 = c1, \quad b2 = c2 \dots bn = cn$$

$$bn = 1 - \frac{n \cdot x}{1,8 \cdot l}$$

O esforço atuante na barra mais solicitada, situada imediatamente abaixo dela, considerando a junta com 100% de eficiência, será:

$$P_a = \frac{0,5P}{1 + 2(b1 + b2 + \dots + bn)} \quad (4.27)$$

Quando a carga situa-se próxima a uma borda livre, o esforço atuante na barra mais solicitada será:

$$P_a = \frac{0,5P}{1 + (b1 + b2 + \dots + bn)} \quad (4.28)$$

Quando uma carga **P** atua em uma barra imersa no concreto, conforme a figura abaixo apresenta a seguinte rigidez:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Kb}{4EI}} \quad (4.29)$$

Onde:

- K é o módulo de suporte da barra, em geral tomado como 415.000 Mpa;
- E é o módulo de elasticidade do aço (210 GPa);
- b e I são o diâmetro e o momento de inércia da barra de transferência, respectivamente.

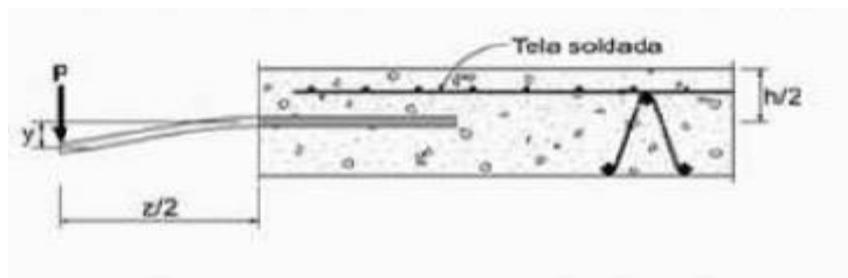


Fig. 4.8 – Deformação da barra de transferência (Rodrigues, Gasparetto & Botacini).

A deformação da barra y é dada por:

$$y = P_a \cdot \alpha(m) \quad (4.30)$$

Onde:

$$\alpha = \frac{(2 + z\beta)}{4\beta^3 E_b I_b} \quad (4.31)$$

e z é a abertura da junta.

Logo, como a pressão é proporcional ao deslocamento (deformação) sofrida no ponto, pode-se escrever que:

$$\sigma = P_a \cdot K \cdot \alpha \quad (4.32)$$

Essa tensão é usada como fundamento de cálculo para a definição do diâmetro da BT na seção transversal. Essa tensão é comparada com a tensão disponível de suporte no engastamento (f_b), que, de acordo com o ACI, é dada por:

$$f_b = \left(\frac{4 - b}{3}\right) \cdot f_{ck} \quad (4.33)$$

Onde b é o diâmetro da barra em polegadas e f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão em libras por polegadas quadradas.

É necessário que $f_b > \sigma$, e o cálculo é repetido, alterando-se o diâmetro da BT e o espaçamento entre elas na seção transversal, até que se verifique a desigualdade indicada.

5. ESTUDO DE CASO

Dimensionamento de um piso industrial em concreto armado com 60 x 100m, constituído de placas com dimensões de 7,5 x 10m.

DADOS DO PISO		
Dimensões do piso	60 x 100	m
Dimensões da placa	7,5 x 10	m
fck (concreto)	30	Mpa
Ec (Módulo de elasticidade secante do concreto)	32000	Mpa
Coefficiente de Poisson do concreto (μ)	0,2	
SOLO DE FUNDAÇÃO		
CBR % (Subleito)	7	%
Sub-base	Brita graduada	
Espessura da sub-base	0,15	m
K (módulo de reação)	0,05	N/mm ³
CARREGAMENTOS		
a) Empilhadeira		
Rodagem Simples		
Peso próprio	40	KN
Carga içada	20	KN
Largura do eixo dianteiro (s)	0,9	m
Pressão de enchimento dos pneus (p)	0,7	Mpa
b) Prateleiras		
Empilhamento máximo	6	Pallets
Peso por pallet	20	KN
Primeiro pallet apoiado diretamente sobre o piso		
Carga máxima por montante = 5 x 20 KN	100	KN
Placa de apoio dos montantes	10 x 10	cm
L (Comprimento)	0,1	m
W (Largura)	0,1	m

Assume-se que todas as juntas do piso devem conter barras de transferência, em função da intensidade das cargas atuantes e das dimensões das placas que compõem o piso, uma vez que os efeitos da retração e da temperatura podem causar abertura excessiva das juntas, interferindo na transferência de cargas para as placas adjacentes.

Considerando-se inicialmente uma espessura **h = 22 cm**, passa-se a realizar o dimensionamento.

5.1. Dimensionamento para carga de empilhadeira

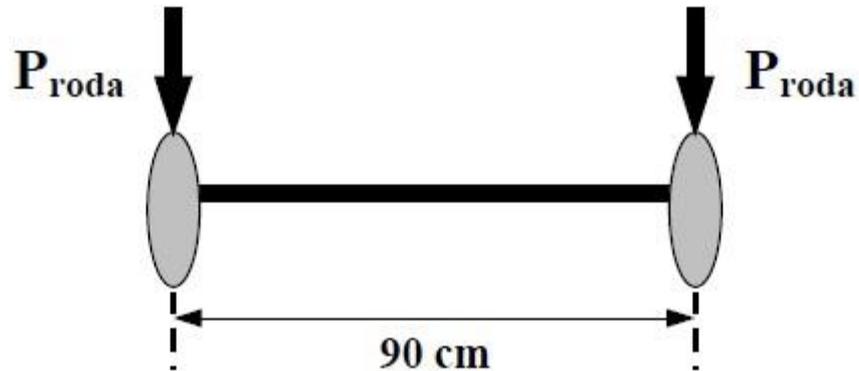


Fig. 5.1 – Carga da empilhadeira (Carnio, 2004).

DIMENSIONAMENTO PARA EMPILHADEIRA			
Espessura da placa (h)	0,22	m	
Carga total (Peso próprio + Carga içada)	60	KN	
Carga a considerar			
Maior valor entre:			
* 80% da carga total	48	KN	
* 2,5 da carga içada	50	KN	
Maior valor	50	KN	
Carga por roda (P = N/2)	25	KN	
Coeficiente de mojouração da carga (φ)	1,4		
Área de contato (A)	0,05	m ²	$A = \frac{\varphi \cdot P}{p}$
Raio de contato (a)	0,126189	m	$a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$
Se $a < 1,25h$ considerar $a = a + 0,60h$			
1,25h	0,275	m	
Valor de a a considerar	0,258189	m	
Raio de rigidez relativa (l)	0,876999	m	$l = \sqrt[4]{\frac{Ec \cdot h^3}{12(1 - \mu^2)K}}$

5.1.1. Cálculo do momento fletor e influência da carga adjacente

- **Momento fletor por Westergaard**

Carga no interior da placa (equação 4.2)

$$M_i = -1,4 \cdot 25 \cdot (1 - 0,2) \left[0,1833 \cdot \log \left(\frac{0,26}{0,88} \right) - 0,049 - 0,0078 \cdot \left(\frac{0,26}{0,88} \right)^2 \right]$$

$$M_i = 4,12 \text{ KN.m}$$

Carga na borda da placa (equação 4.3)

$$M_b = -1,4 \cdot 25 \cdot (1 + 0,5 \cdot 0,2) \left[0,489 \cdot \log \left(\frac{0,26}{0,88} \right) - 0,012 - 0,063 \cdot \left(\frac{0,26}{0,88} \right) \right]$$

$$M_b = 11,17 \text{ KN.m}$$

Carga no canto da placa (equação 4,1)

$$M_c = -\frac{1,4 \cdot 25}{2} \cdot \left[1 - \left(\frac{0,26\sqrt{2}}{0,88} \right)^{0,6} \right]$$

$$M_c = -7,16 \text{ KN.m}$$

Influência da carga adjacente (ábaco 4.3)

$$\frac{s}{l} = 1,02 \rightarrow \frac{M_t}{P} = 0,06$$

- Acréscimo do momento

$$\Delta M = 0,06 \cdot 1,4 \cdot 25 = 2,1 \text{ KN.m}$$

Para carga na borda, consideram-se duas situações possíveis: Junta com barra de transferência e junta sem barras de transferência. Para o caso de junta com barras, considera-se que 40% da carga é transferida para a placa adjacente, e no caso de junta sem barras a transferência é de 20%. Para o presente dimensionamento consideramos que todas as juntas possuem barras de transferência. Portanto temos que:

$$M_b = 0,6 \cdot 11,17 = 6,70 \text{ KN.m}$$

Para carga no canto, considera-se a transferência de 30% para a placa adjacente. Logo temos que:

$$M_c = 0,7 \cdot (-7,16) = 5,01 \text{ KN.m}$$

Logo temos que:

- Momento total resultante

$$\text{Carga no interior: } Mr_i = 4,12 + 2,1 = \mathbf{6,22 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Carga na borda: } Mr_b = 6,7 + 2,1 = \mathbf{8,8 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Carga no canto: } Mr_c = -5,01 - 2,1 = \mathbf{-7,11 \text{ KN.m}}$$

- **Momento fletor por Meyerhof**

Carga no interior (equação 4.16)

$$M_i = \frac{1,4 \cdot 25}{6 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 0,26}{0,88}\right)}$$

$$M_i = 3,67 \text{ KN.m}$$

Carga na borda (equação 4.17)

$$M_b = \frac{1,4 \cdot 25}{3,5 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,26}{0,88}\right)}$$

$$M_b = 5,31 \text{ KN.m}$$

Carga no canto (equação 4.18)

$$M_c = \frac{-1,4 \cdot 25}{2 \cdot \left(1 + \frac{4 \cdot 0,26}{0,88}\right)}$$

$$M_c = -8,04 \text{ KN.m}$$

- Transferência de carga na borda e no canto

$$M_b = 0,6 \cdot 5,31 = 3,19 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,7 \cdot (-8,04) = -5,63 \text{ KN.m}$$

- Momento total resultante com a influência da carga adjacente:

Carga no interior: $M_{r_i} = 3,67 + 2,1 = 5,77 \text{ KN.m}$

Carga na borda: $M_{r_b} = 3,19 + 2,1 = 5,29 \text{ KN.m}$

Carga no canto: $M_{r_c} = -5,63 - 2,1 = -7,73 \text{ KN.m}$

5.2. Dimensionamento para carga de montante de prateleiras

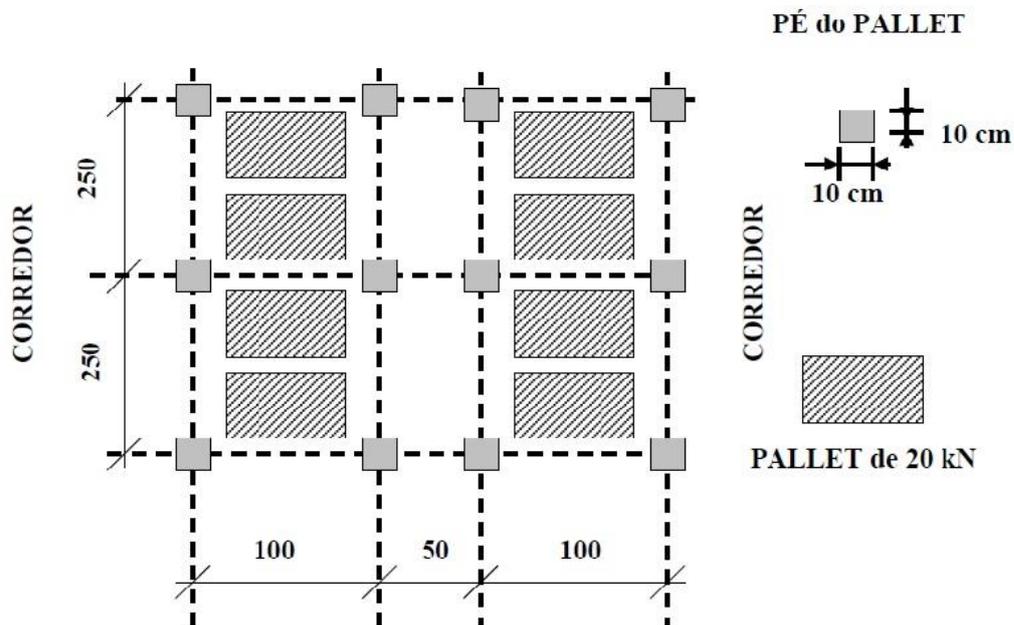


Fig. 5.2 – Distribuição esquemática das prateleiras e arranjo dos pallets.

DIMENSIONAMENTO PARA PRATELEIRAS		
Raio de contato da carga (a)	0,354401	m
se $a > 1,75h$ considerar $a = 1,75h$		
1,75h	0,385	m
Raio a considerar	0,354401	m
Raio de rigidez relativa		
Para cargas de longa duração: $E_c/2$	16000	Mpa
Raio de rigidez relativa (l)	0,737465	m

$$a = \sqrt[4]{\frac{(\sqrt{A} + 2,4h)^2}{\pi}}$$

5.2.1. Cálculo do momento fletor e influência das cargas adjacentes

- **Momento fletor por Westergaard**

Carga no interior da placa

- Para um pilar de prateleira temos:

$$M_i = 1,4 \cdot 100 \cdot (1 - 0,2) \cdot \left[0,1833 \cdot \log\left(\frac{0,35}{0,74}\right) - 0,049 - 0,0078 \cdot \left(\frac{0,35}{0,74}\right)^2 \right]$$

$$M_i = 12,22 \text{ KN.m}$$

- Influência das cargas adjacente:

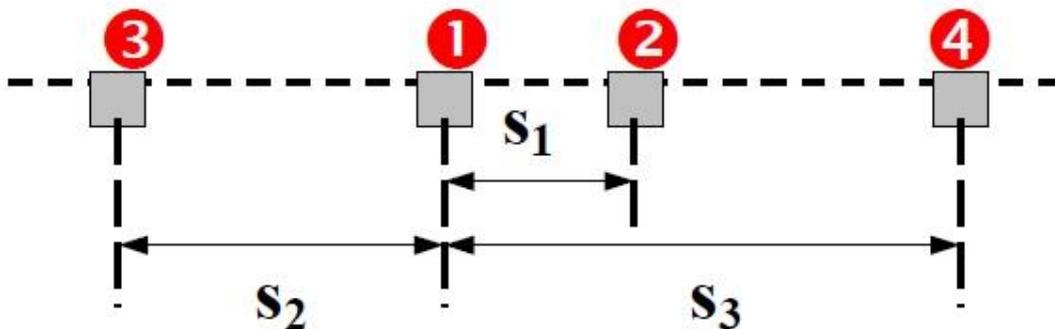


Fig.

5.3 – Situação mais desfavorável para carga no centro

$$S_1 = 0,5\text{m}$$

$$S_2 = 1,0\text{m}$$

$$S_3 = 1,5\text{m}$$

$$\frac{S_1}{l} = 0,68 \text{ (ábaco)} \rightarrow \frac{M_t}{P} = 0,09 \rightarrow \Delta M_1 = 100 \cdot 0,09 = 9 \text{ KN.m}$$

$$\frac{S_2}{l} = 1,36 \text{ (ábaco)} \rightarrow \frac{M_t}{P} = 0,04 \rightarrow \Delta M_2 = 100 \cdot 0,04 = 4 \text{ KN.m}$$

$$\frac{S_3}{l} = 2,03 \text{ (ábaco)} \rightarrow \frac{M_t}{P} = 0,012 \rightarrow \Delta M_3 = 100 \cdot 0,012 = 1,2 \text{ KN.m}$$

- Acréscimo do momento devido às cargas adjacentes:

$$\Delta M_t = 9 + 4 + 1,2 = 14,2 \text{ KN.m}$$

Logo o momento total resultante é:

$$Mr_i = 12,22 + 14,2 = \mathbf{26,42 \text{ KN.m}}$$

Carga na borda da placa

- Para um pilar, temos que:

$$M_b = -1,4 \cdot 100 \cdot (1 + 0,5 \cdot 0,2) \cdot \left[0,489 \cdot \log\left(\frac{0,35}{0,74}\right) - 0,012 - 0,063 \cdot \left(\frac{0,35}{0,74}\right) \right]$$

$$M_b = 30,48 \text{ KN.m}$$

- Considerando transferência 40% da carga para a placa adjacente, temos que:

$$M_b = 0,6 \cdot 30,48 = 18,28 \text{ KN.m}$$

- Influência das cargas adjacente

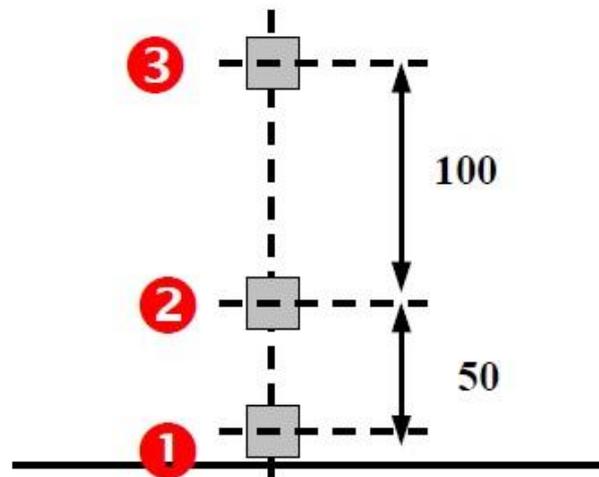


Fig. 5.4 – Situação mais desfavorável para carga na borda.

$$S1 = 0,5\text{m}$$

$$S2 = 1,0\text{m}$$

$$\frac{S1}{l} = 0,68 \text{ (ábaco)} \rightarrow \frac{M_t}{P} = 0,09 \rightarrow \Delta M_1 = 0,6 \cdot 100 \cdot 0,09 \\ = 5,4 \text{ KN.m (0,6 referente a transferência de carga)}$$

$$\frac{S2}{l} = 1,36 \text{ (ábaco)} \rightarrow \frac{M_t}{P} = 0,04 \rightarrow \Delta M_2 = 100 \cdot 0,04 = 4 \text{ KN.m}$$

- Acréscimo do momento devido às cargas adjacentes:

$$\Delta M_t = 5,4 + 4 = 9,4 \text{ KN.m}$$

Logo o momento total resultante é:

$$M_{r_b} = 18,28 + 9,4 = \mathbf{27,68 \text{ KN.m}}$$

Carga no canto da placa

- Para um pilar, temos:

$$M_c = -\frac{1,4 \cdot 100}{2} \cdot \left[1 - \left(\frac{0,35\sqrt{2}}{0,74} \right)^{0,6} \right]$$

$$M_c = -14,47 \text{ KN.m}$$

Considerando 30% de transferência de carga, temos que:

$$M_c = 0,6 \cdot (-14,47) = -10,13 \text{ KN.m}$$

- Influência das cargas adjacente:

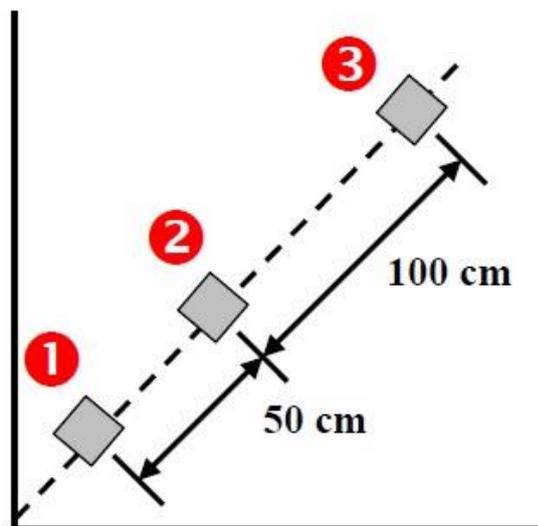


Fig. 5.5 – Situação mais desfavorável para carga no canto.

$$S_1 = 0,5\text{m}$$

$$S_2 = 1,0\text{m}$$

$$\frac{S1}{l} = 0,68 \text{ (ábaco)} \rightarrow \frac{M_t}{P} = 0,09 \rightarrow \Delta M_1 = -0,7 \cdot 100 \cdot 0,09 \\ = -6,3 \text{ KN.m (0,7 referente a transferência de carga)}$$

$$\frac{S2}{l} = 1,36 \text{ (ábaco)} \rightarrow \frac{M_t}{P} = 0,04 \rightarrow \Delta M_2 = -100 \cdot 0,04 = -4 \text{ KN.m}$$

- Acréscimo do momento devido às cargas adjacentes:

$$\Delta M_t = -6,3 - 4 = -10,3 \text{ KN.m}$$

Logo, o momento total resultante é:

$$Mr_c = -10,13 - 10,3 = -\mathbf{20,43 \text{ KN.m}}$$

- **Momento fletor por Meyerhof**

Carga no interior da placa

$$M_i = \frac{1,4 \cdot 100}{6 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 0,35}{0,74}\right)}$$

$$M_i = 11,90 \text{ KN.m}$$

- Momento com influência da carga adjacente

$$Mr_i = 11,90 + 14,20 = \mathbf{26,10 \text{ KN.m}}$$

Carga na borda da placa

$$M_b = \frac{1,4 \cdot 100}{3,5 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,35}{0,74}\right)}$$

$$M_b = 16,38 \text{ KN.m}$$

- Considerando transferência de 40% da carga, temos que:

$$M_b = 0,6 \cdot 16,38 = 9,83 \text{ KN.m}$$

- Momento com influência da carga adjacente

$$Mr_b = 9,83 + 9,4 = \mathbf{19,23 \text{ KN.m}}$$

Carga no canto da placa

$$M_c = -\frac{1,4 \cdot 100}{2 \cdot \left(1 + \frac{4 \cdot 0,35}{0,74}\right)}$$

$$M_c = -23,95 \text{ KN.m}$$

- Considerando transferência de 30% da carga, temos que:

$$M_c = 0,7 \cdot (-23,95) = -16,77 \text{ KN.m}$$

- Momento com influência da carga adjacente:

$$Mr_c = -16,77 - 10,30 = -27,07 \text{ KN.m}$$

Placas localizadas no contorno do piso

Para placas que se situam no contorno do piso, a situação de carregamento na borda é mais desfavorável, uma vez que não ocorre transferência de carga, sendo a situação de solicitação de carregamento de canto inferior à obtida para placas internas.

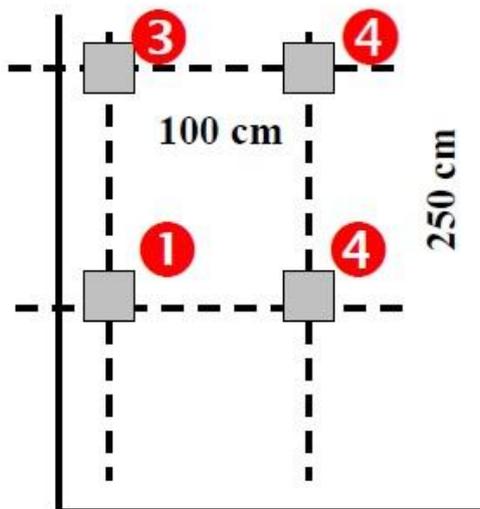


Fig. 5.6 – Prateleira localizada no contorno do piso

Acréscimo do momento fletor:

$$S1 = 1,0\text{m}$$

$$\Delta M = 4,0 \text{ KN.m (já calculado anteriormente para } S = 1,0)$$

Momento na borda livre

$$M_b = 21,77 + 4,0 = \mathbf{25,77 \text{ KN.m (Westergaard)}}$$

$$M_b = 11,70 + 4,0 = \mathbf{15,7 \text{ KN.m (Meyerhof)}}$$

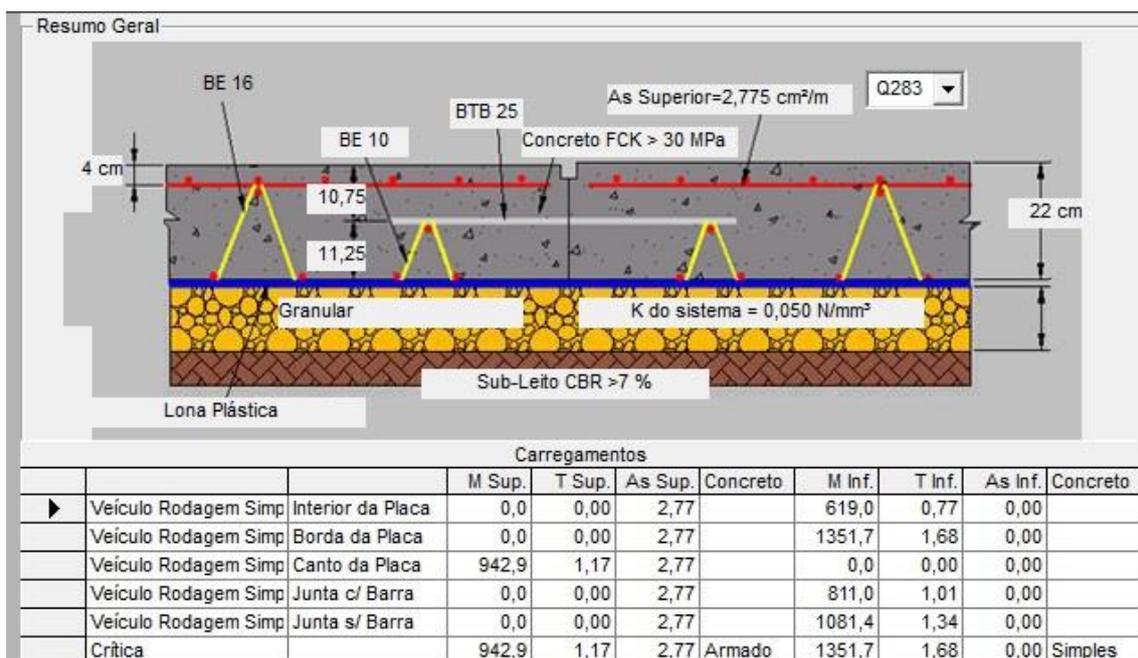
Momento no canto livre

$$M_c = -10,34 - 4,00 = \mathbf{-14,34 \text{ KN.m (Westergaard)}}$$

$$M_c = -17,11 - 4,00 = \mathbf{-21,11 \text{ KN.m (Meyerhof)}}$$

5.3. Resultados utilizando o software BELGO PAVIMENTO 2.0

- Resultado para carga de empilhadeira



- Momento fletor interior da placa: 6,19 KN.m
- Momento fletor na borda livre da placa: 13,517 KN.m
- Momento fletor no canto da placa: - 9,429 KN.m
- Momento fletor na borda (junta com barra de transferência): 8,11 KN.m
- Momento fletor na borda (junta sem barra de transferência): 10,814 KN.m

- Resultado para carga de prateleiras

-Situação 1:

Cargas em Linha

Carga/Pé (KN):

Area do Pé (cm²):

FS:

Pontos de Aplicação

Interior da Placa

Borda da Placa

Canto da Placa

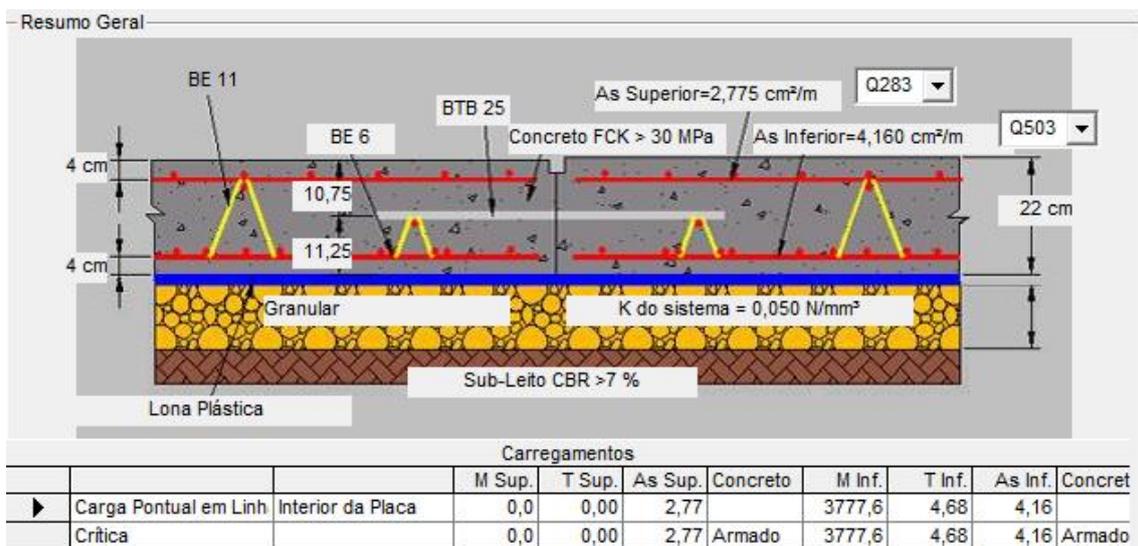
Junta c/ Barra

Junta s/ Barra

Carga em Retângulo

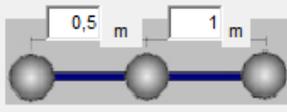
4 Cargas

Resultado:

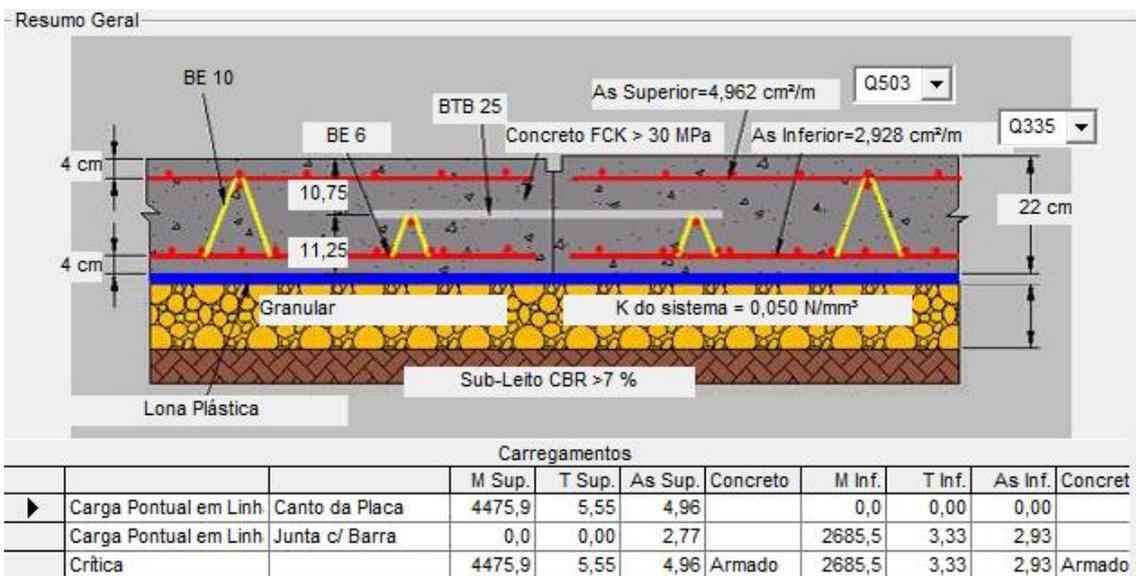


Momento fletor interior da placa: 37,776 KN.m

- Situação 2:

Cargas em Linha		Pontos de Aplicação		Carga em Retângulo	
Carga/Pé (KN):	100	<input type="checkbox"/> Interior da Placa		3 Cargas	
Area do Pé (cm²):	100	<input type="checkbox"/> Borda da Placa			
FS :	1,4	<input checked="" type="checkbox"/> Canto da Placa			
		<input checked="" type="checkbox"/> Junta c/ Barra			
		<input type="checkbox"/> Junta s/ Barra			

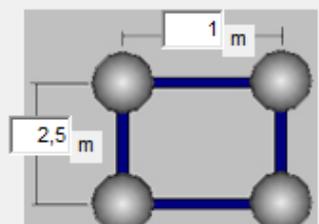
Resultados:



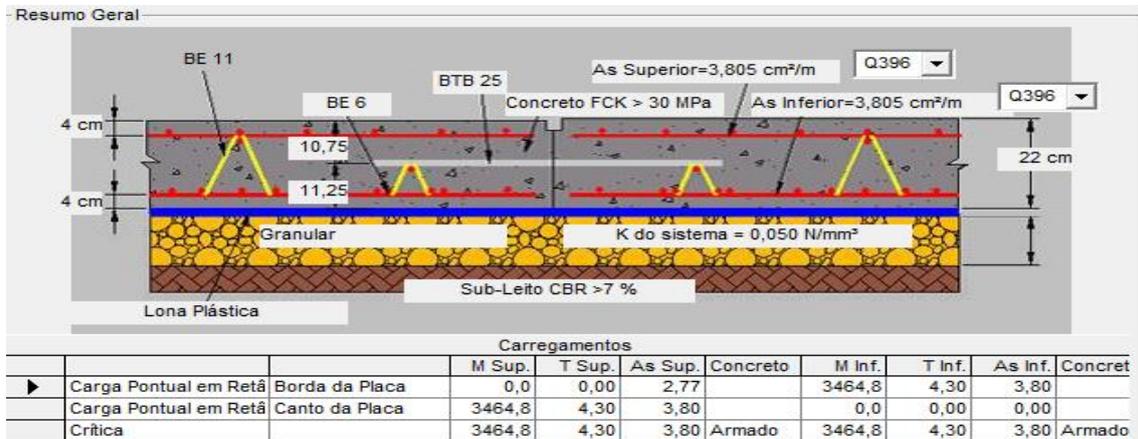
Momento fletor na borda (junta com barra de transferência): 26,855 KN.m

Momento fletor no canto: 44,759 KN.m

- Situação 3:

Cargas em Linha		Pontos de Aplicação		Carga em Retângulo	
Carga/Pé (KN):	100	<input type="checkbox"/> Interior da Placa			
Area do Pé (cm²):	100	<input checked="" type="checkbox"/> Borda da Placa			
FS :	1,4	<input checked="" type="checkbox"/> Canto da Placa			
		<input type="checkbox"/> Junta c/ Barra			
		<input type="checkbox"/> Junta s/ Barra			

Resultado:



Momento fletor borda e canto da placa: 36,648 KN.m

- **Quadro comparativo entre os momentos (KN.m)**

	EMPILHADEIRA		
	WESTERGAARD	MEYERHOF	PROGRAMA
INTERIOR	6,22	5,77	6,19
BORDA (COM BARRA DE TRANSFERÊNCIA)	8,8	5,29	8,11
CANTO	-7,1	-7,73	-
CANTO (SEM CONSIDERAR TRANSFERÊNCIA DE CARGA)	10,14	11,04	-9,43

	PRATELEIRAS		
	WESTERGAARD	MEYERHOF	PROGRAMA
INTERIOR	26,42	26,1	37,78
BORDA (COM BARRA DE TRANSFERÊNCIA)	27,68	19,23	26,86
CANTO	-20,43	-27,07	-
CANTO (SEM CONSIDERAR TRANSFERÊNCIA DE CARGA)	29,18	38,67	-44,76

	PRATELEIRA NO CONTORNO DO PISO		
	WESTERGAARD	MEYERHOF	PROGRAMA
BORDA LIVRE	25,77	15,7	36,65
CANTO	-14,34	-21,11	-36,65

	CARGAS CRÍTICAS		
	WESTERGAARD	MEYERHOF	BELGO
INTERIOR	26,42	26,1	37,78
BORDA	27,68	19,23	36,65
CANTO	-20,43	-27,07	-44,76

5.4. Cálculo da armadura

Condições para o uso de pavimento estruturalmente armado:

$$(Momento resistido pelo concreto, m'_c) < (Momento aplicado, M_a)$$

Momento resistido pelo concreto:

$$f_{ctm} = 0,3^3 \cdot \sqrt[3]{(30)^2} = 2,9 \text{ Mpa}$$

$$f_{ct,f} = 0,7 \cdot 2,9 = 2,03 \text{ Mpa}$$

$$m'_c = 2,03 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,22^2}{6} = \mathbf{16,38 \text{ KN.m}}$$

Momento fletor de cálculo:

O momento fletor para cálculo da armadura será o maior momento aplicado:

Maior Momento positivo – (Westergaard): 27,68 KN.m

Maior Momento negativo – (Westergaard): -20,43 KN.m

Maior Momento positivo – (Meyerhof): 26,10 KN.m

Maior Momento negativo – (Meyerhof): -27,07 KN.m

Maior Momento positivo – (Programa): 37,78 KN.m

Maior Momento negativo – (Programa): -44,76 KN.m

Observa-se que em todas as situações os momentos aplicados são maiores que o momento fletor resistido pelo concreto, portanto o pavimento deverá ser estruturalmente armado.

O cálculo das armaduras necessárias é realizado no estágio III, considerando-se o emprego de telas soldadas produzidas com aço CA-60. O procedimento de cálculo é descrito no item 4.2-f:

$$\text{Westergaard: } M^+ = 27,68 \text{ KN.m} \rightarrow As = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$M^- = -20,43 \text{ KN.m} \rightarrow As = 2,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Meyerhof: } M^+ = 26,10 \text{ KN.m} \rightarrow As = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$M^- = -27,07 \text{ KN.m} \rightarrow As = 2,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Belgo: } M^+ = 37,78 \text{ KN.m} \rightarrow As = 4,16 \text{ cm}^2$$

$$M^- = -44,76 \text{ KN.m} \rightarrow As = 4,96 \text{ cm}^2$$

Segundo José Milton (2014), além do dimensionamento da seção transversal no estado limite último, deve-se especificar uma área de armadura mínima tracionada. Esta armadura tem o objetivo de absorver o momento de fissuração na passagem do estado não fissurado da estrutura (estádio I) para o estado fissurado (estádio II).

No caso de pavimentos, o conceito de armadura mínima perde o sentido uma vez que, para o caso do momento fletor resistido pelo concreto ser maior que o momento aplicado dispensa-se o uso de qualquer armadura de flexão (armadura positiva), passando a usar o pavimento de concreto simples.

A armadura negativa (superior) deverá ser acrescida da armadura responsável para combater os esforços de retração do concreto. No caso de ambientes externos, além dessas armaduras deve-se verificar a possibilidade de acrescentar armaduras responsáveis para combater as tensões de empenamento que é função de variações de temperatura entre a base e a parte superior da placa de concreto. A armadura de controle da retração do concreto é encontrada pela **equação 4.19**. Sendo o comprimento da placa 10 m e o coeficiente de atrito entre a placa e a sub-base, que é função da camada deslizante adota, igual a 0,7 (lona plástica), tem-se que:

$$As = \frac{0,7 \cdot 10 \cdot 22}{333} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo as armaduras negativas encontradas anteriormente serão:

- Westergaard: $As = 2,21 + 0,46 = \mathbf{2,67} \text{ cm}^2/\text{m}$;
- Meyerhof: $As = 2,95 + 0,46 = \mathbf{3,41} \text{ cm}^2/\text{m}$
- Programa: $As = 4,96 + 0,46 = \mathbf{5,42} \text{ cm}^2/\text{m}$.

A definição da tela soldada é feita através das tabelas comerciais, conforme tabela abaixo:

DESIGNAÇÃO (CA-60)	ESPAÇAMENTO ENTRE FIOS (cm)		DIÂMETRO DOS FIOS (mm)		SEÇÃO DOS FIOS (cm ² /m)		PESO kgf/m ²	ROLOS		PAINÉIS	
	LONGIT. (EL)	TRANSV. (ET)	LONGIT. (DL)	TRANSV. (DT)	LONGIT. (A _{SL})	TRANSV. (A _{ST})		COMPR. m	PESO kgf	COMPR. m	PESO kgf
Q 47	15	15	3,0	3,0	0,47	0,47	0,75	120	222,0		
Q 61	15	15	3,4	3,4	0,61	0,61	0,97	120	285,1		
Q 75	15	15	3,8	3,8	0,75	0,75	1,21	120	356,1		
Q 92	15	15	4,2	4,2	0,92	0,92	1,48	60	217,5		
Q 113	10	10	3,8	3,8	1,13	1,13	1,80	60	264,4		
Q 138	10	10	4,2	4,2	1,38	1,38	2,20	60	323,0	6	32,3
Q 159	10	10	4,5	4,5	1,59	1,59	2,52			6	37,1
Q 196	10	10	5,0	5,0	1,96	1,96	3,11			6	45,8
Q 246	10	10	5,6	5,6	2,46	2,46	3,91			6	57,4
Q 283	10	10	6,0	6,0	2,83	2,83	4,48			6	65,9
Q 335	15	15	8,0	8,0	3,35	3,35	5,37			6	78,9
Q 396	10	10	7,1	7,1	3,96	3,96	6,28			6	92,3
Q 503	10	10	8,0	8,0	5,03	5,03	7,97			6	117,2
Q 636	10	10	9,0	9,0	6,36	6,36	10,09			6	148,3
Q 785	10	10	10,0	10,0	7,85	7,85	12,46			6	183,2

Tabela 6.1 – Telas soldadas tipo Q (Pitta, 1997).

Westergaard: $A_s = 3,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Q 335 (Tela inferior)}$
 $A_s = 2,67 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Q 283 (Tela superior)}$

Meyerhof: $A_s = 2,84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Q 335 (Tela inferior)}$
 $A_s = 3,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Q 396 (Tela superior)}$

Belgo: $A_s = 4,16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Q 503 (Tela inferior)}$
 $A_s = 5,42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Q 636 (Tela superior)}$

- **Quadro comparativo em termo de peso de aço**

	Tela	Kgf de aço/placa	Peso total por placa (Kfg)	Peso de aço total do piso
Westergaard	Q 335	402,55		
	Q 283	336,22	738,78	59.102,04
Meyerhof	Q 335	402,55		
	Q 396	470,92	873,47	69.877,51
Belgo	Q 503	597,96		
	Q 503	756,63	1354,59	108.367,412

5.4.1. Comprimento da emenda

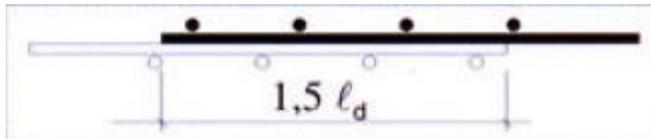
Nos pisos estruturalmente armado, a emenda da armadura inferior de ser feita pela sobreposição de pelo menos duas malhas, quando o diâmetro do fio principal for inferior a 8mm. Para diâmetros acima de 8mm, recomenda-se que seja calculada pela expressão abaixo (Rodrigues, 2004):

$$l_d = 3,219 \cdot \frac{A_w \cdot f_y}{S_w \cdot \sqrt{f'_c}} \quad (6.1)$$

Onde

- l_d é o comprimento de ancoragem;
- A_w é a área do fio a ser emendado (cm^2);
- f_y é a tensão de escoamento do aço em Mpa;
- S_w é o espaçamento do fio a ser emendado (cm);
- f'_c é a resistência a compressão do concreto (Mpa).

O comprimento da emenda = $1,5 \cdot l_d \geq 25 \text{ cm}$



O detalhamento será apresentado para armadura encontrada pelo software da BELGO.

- Tela inferior:

$$l_d = 3,219 \cdot \frac{\frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} \cdot 600}{10 \cdot \sqrt{30}} = 17,72 \text{ cm}$$

Logo o comprimento da emenda será $1,5 \times 17,72 = 26,58 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ (OK), utilizar 26,60cm.

- Tela superior:

$$l_d = 3,219 \cdot \frac{\frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} \cdot 600}{15 \cdot \sqrt{30}} = 11,81 \text{ cm}$$

Logo o comprimento da emenda será $1,5 \times 11,81 = 17,72 < 25 \text{ cm}$, portanto utilizar 25 cm.

5.4.2. Dimensionamento da barra de transferência

Conforme tabela 4.2, para um piso com espessura de 22 cm a barra de transferência deverá ter um diâmetro de 32 mm, comprimento igual a 45 cm e espaçamento entre as barras de 30 cm.

É preciso verificar se a tensão disponível de suporte no engastamento é maior que a tensão sofrida pela barra.

Conforme procedimento descrito no item 4.6, tem-se que:

Sendo o raio de rigidez relativo igual a 0,88 m e considerando que há barra solicitada no canto da placa uma carga terá influência a uma distância igual $1,8 \times 0,74 = 1,33$ m, logo $n = 1,33/0,3 = 4,44 \approx 5$.

$$a = 1$$

$$b_1 = 1 - \frac{1 \cdot 0,3}{1,33} = 0,77$$

$$b_2 = 0,55$$

$$b_3 = 0,32$$

$$b_4 = 0,10$$

Esforço atuante na barra mais solicitada, conforme equação 4.27:

$$P_a = \frac{0,5 \cdot 100}{1 + 2 \cdot (0,77 + 0,55 + 0,32 + 0,1)} = 11,14 \text{ KN}$$

A rigidez da barra é dada por, (equação 4.29):

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{415000 \cdot 10^6 \cdot 0,032}{4 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot \frac{\pi \cdot 0,032^4}{64}}} = 23,54$$

Relacionando as equações 4.30, 4.31 e 4.21, tem-se que a tensão atuante na barra é dada por:

$$\sigma_a = \frac{11,14 \cdot 10^3 \cdot 415000 \cdot 10^6}{4 \cdot 23,54^3 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 5,14 \cdot 10^{-8}} \cdot (2 + 0,004 \cdot 23,54) = 17,19 \text{ MPa}$$

A tensão admissível de engastamento da barra no concreto é dada por (equação 4.33):

$$f_b = \left(\frac{10 - 0,032}{7,5} \right) \cdot 30 = 39,87 \text{ MPa}$$

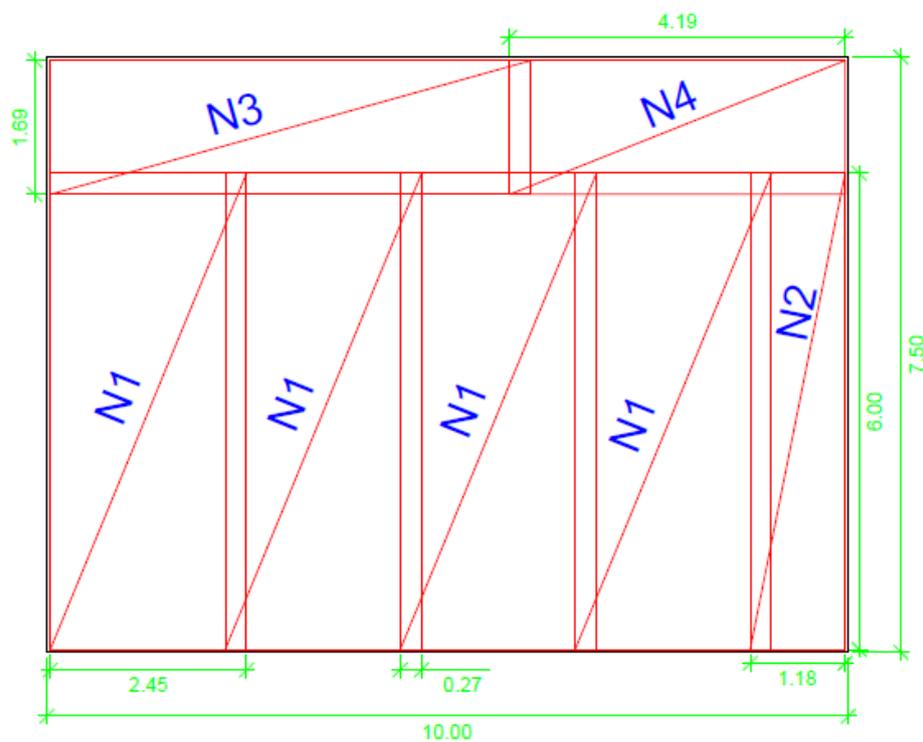
Como

$$\sigma_a < f_b \quad (ok)$$

Será utilizada a barra de transferência escolhida pela tabela.

5.4.3. Detalhamento da armação (apresentação gráfica)

- Detalhamento das telas na placa (10,0 x 7,5 m)



N1 – Q 503 – 2,45 x 6,00
N2 – Q 503 – 1,18 x 6,00

N3 – Q 503 – 1,69 x 6,00
N4 – Q 503 – 1,69 x 4,19

- Detalhe da seção do pavimento

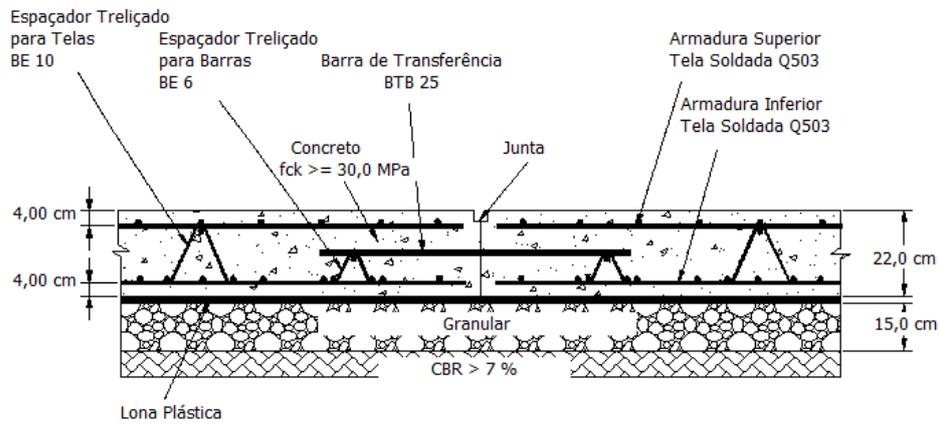


Fig. 5.1 – Seção transversal do pavimento, fonte: Programa belgo pavimento.

6. CONTROLE DA QUALIDADE EM PISOS INDUSTRIAIS

Como toda atividade produtiva, os pisos industriais devem ser submetidos ao controle de qualidade nos processos de execução e na qualidade dos materiais empregados. Nesse capítulo será abordado o controle das principais fases executivas do projeto, são elas:

- Preparo do subleito sub-base;
- Concretagem da placa de concreto;
- Tolerâncias superficiais;
- Juntas.

6.1. Controle do subleito sub-base

Os critérios para controle do subleito e da sub-base são geralmente relativos à compactação, considerada satisfatória quando da aferição do ensaio de **Proctor Normal**, atinja valores na ordem de 95 % - caso do subleito – para as sub-bases granulares usa-se o modificado, exceto quando especificado de forma diferente em projeto.

Entretanto, há outros dados importantes que devem ser analisados. Deve ser verificado se o **CBR** do subleito é de fato o que foi considerando no projeto e se granulometria, quando da sub-base granular, ou o teor de cimento, estão conforme o projetado.

Outro dado muito importante é a verificação da espessura da sub-base, o qual pode possuir uma variação de 5% a 10% do valor de projeto se o seu nivelamento é aceitável se o perfil do topo variar entre – 5 mm e + 10 mm com relação ao nível de projeto. Entretanto, devem-se evitar variações excessivas do nivelamento para que não promovam alterações na espessura do concreto, trazendo consequências em termos de custos, já que o nivelamento do piso acabado possui tolerâncias superficiais bem mais rigorosas.

6.2. Concretagem da placa de concreto

- Qualidade do concreto fresco

O principal controle do concreto fresco é o ensaio de abatimento do tronco de cone – o slump test – que deve ser feito em todo caminhão betoneira ao chegar à obra.

Entretanto, em alguns casos é recomendada a aferição de outras propriedades, como teor de argamassa, quantidade de ar incorporado e, quando

houver uma necessidade maior de controle da retração hidráulica, determinar o teor de água na mistura.

- Resistência do concreto

O controle tecnológico do concreto usado em pavimentos deve seguir principalmente as recomendações da **NBR 7583: Execução de pavimentos simples por meio mecânico**.

Por essa norma permite-se um quantil de 20% de resultados abaixo do valor característico, enquanto a NBR 6118 impõe 5%. Essa diferença reside no fato das consequências, no caso de falência estrutural, serem de magnitudes maiores em termos de custos e em vidas humanas, do que no pavimento.

6.3. Juntas

As juntas dos pisos industriais devem obedecer a pelo menos os seguintes requisitos, em relação ao projeto:

- As barras de transferência devem ser posicionadas de modo que a variação do espaçamento entre elas difira no máximo 25 mm;
- A tolerância no posicionamento das barras de transferência em relação ao plano médio da placa de concreto, poderá ser de + ou - 7 mm.
- O alinhamento da junta construtiva não deve variar mais do que 10mm ao longo de 3m.
- Nas juntas serradas, a profundidade do corte não deve variar mais do que 5 mm com relação a profundidade.

6.4. Tolerâncias superficiais

A principal característica superficial é a planicidade, que define a quantidade de ondulações e outras imperfeições superficiais. O seu valor está fortemente relacionado às operações de acabamento.

A avaliação da planicidade superficial do pavimento acabado é um elemento de controle de qualidade importante para a garantia de uma superfície plana e adequada para a instalação de máquinas, pallets, armários de estocagem etc, em pisos industriais de concreto. Essa exigência de planicidade justifica-se pelas peculiaridades desses pavimentos e por suas condições específicas de uso (Balbo, 2009)

O equipamento mais apropriado para a medida de planicidade em pisos industriais, em curtos espaços e pequenas áreas pavimentadas, é o medidor de perfil denominado **dipstick**, dada a sua precisão em determinar diferenças entre cotas no perfil da superfície, bem como sua rapidez de operação, comparada ao emprego de métodos convencionais como nível de mira (topográficos).

O *dipstick* é capaz de medir a diferença de cotas entre esses dois pontos de apoio e registra-las eletronicamente. As medidas são feitas por placas e não incluindo as juntas, as quais podem afetar os resultados.

O registro da sequência de diferenças entre cotas permite a determinação de dois números, conforme procedimentos estatísticos pautados pela norma ASTM E 1155, denominados F_F e F_L (Floor Flatness and Floor Levelness Numbers), que se relacionam com a planicidade e a inclinação da placa de concreto, respectivamente.

A obtenção dos números de planicidade F_F e F_L é dada por:

$$C_{m\acute{a}x} = \frac{116,8}{F_F} \text{ (mm)} \quad (6.1)$$

$$d_{m\acute{a}x} = \frac{317,5}{F_L} \text{ (mm)} \quad (6.2)$$

Os valores $C_{m\acute{a}x}$ e $d_{m\acute{a}x}$ correspondem às taxas máximas permitidas para determinados tipos de pisos e dependem de F_F e F_L , respectivamente. Valera, Nava e Miranda (2003) indicam os valores recomendados para F_F e F_L conforme requisitos de planicidade e nivelamento dos pisos.

Planicidade e nivelamento requeridos	F_F	F_L
Não críticos	18	10
Médios	25	18
Acima da média	35	25
Muito plano	50	35
Superplano	100	70

TABELA 6.1 – Valores de números de planicidade e de nivelamento requeridos.

7. CONCLUSÕES

Após os cálculos feitos no estudo de caso, calculando o momento fletor pelas equações de Westergard e Meyerhof e comparando-os os resultados entre si e com o momento fletor dado pelo Software BELGO PAVIMENTO 2.0, é possível concluir alguns dados de maior relevância no que se refere a dimensionamento de pisos industriais:

- O cálculo do momento fletor para cargas de empilhadeira apresenta, para os três casos canto, borda e interior da placa, pouca diferença nos resultados. As equações de Westergaard apresentam resultado 0,48%, para carga no interior, maior em relação ao resultado do programa e 7,84% maior para carga na borda com barras de transferência nas juntas. Em relação as equações de Meyerhof as diferenças são de 6,78 % para carga no interior e de 34,77% para cargas na borda com barras de transferência nas juntas, sendo os resultado analítico menor.
- Essas diferenças não se mantêm para cargas de prateleiras, as quais apresentam carregamentos maiores e com maiores influências das cargas adjacentes. No caso das prateleiras os resultados do programa da belgo são em geral maiores, cerca de 30,07% para carga no interior. Em relação a carga no interior o resultado analítico das equações quase não mudam, apresentado diferença de apenas 1,21%. Para esse tipo de carga (prateleiras), considerando carga nas juntas com barras de transferência, os três resultados (Westergaard, Meyerhof e Belgo) são bastante semelhantes.
- Considerando as cargas críticas os resultados apresentados pelo programa apresentam momento fletor bem maiores o que resulta em áreas de aço cerca de 40 a 50% maiores.
- Em termo de peso de aço, considerando a área completa do piso, temos que o dimensionamento utilizando o Programa da Belgo apresenta um peso total de aço de 45,46% e 35,52% maiores que os do que Westergaard e Meyerhof, respectivamente;
- Levando em conta a conclusão anterior, o dimensionamento utilizando o Programa sugere uso de telas com densidades de aço maiores. No

entanto, esses resultados conduzem a um maior grau de segurança no projeto;

- Efetivamente, as barras de transferência nas juntas levam a uma redução no momento fletor calculado na borda ou no canto, o que leva a poder considerar uma espessura menor da placa de concreto. Além de promoverem uma proteção maior a sub-base;
- O coeficiente de recalque do sistema subleito/sub-base tem pouca influência na determinação da espessura da placa;

REFERÊNCIAS

BALBO, JOSÉ TADEU. **Pavimentos de concreto** – São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

XEREZ NETO, JARY DE. **Pavimentos usuais de concreto para cargas simples** – São Paulo: PINI, 2013.

OLIVEIRA, PATRICIA LIZI. **Projeto estrutural de pavimentos rodoviários e de pisos industriais de concreto** – Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 2000.

CÁRNIO, MARCO ANTONIO. **Manual teórico do software BELGO PAVIMENTO**. São Paulo, 2004.

RUFINO, DULCE MARIA SARAIVA. **Estudo dos procedimentos de dimensionamento e dos novos programas de análise de tensões em pavimento de concreto** – Dissertação de mestrado – UFRJ, 1997.

RODRIGUES, PÚBLIO PENNA FIRME. **Manual Gerdau de Pisos Industriais** – São Paulo: PINI, 2006.

RODRIGUES, PÚBLIO PENNA FIRME; CASSARO, CAIO FRASCINO. **Pisos industriais de concreto armado** – São Paulo, 1998.

RODRIGUES, PÚBLIO PENNA FIRMA. **Projetos e critérios executivos de Pavimentos industriais de concreto armado** – IBTS – São Paulo, 2006.

RODRIGUES, PÚBLIO PENNA FIRME; PITTA, MARCIO ROCHA. **Dimensionamento de pavimento de concreto estruturalmente armado**.

MOURA, JOSÉ CAVALCANTE. **Análise comparativa do desempenho dos métodos de dimensionamento de pavimentos rígidos** – Dissertação de mestrado, Unicamp, 1999.

WALDEMAR HACHICH; FREDERICO F. FALCONE; JOSÉ LUIZ SAES; RÉGIS G. Q. FROTA; CELSO CARVALHO E SUSSUMU NIYAMA. **Fundações teoria e prática** – São Paulo: PINI, 1998.

PITTA, MÁRCIO ROCHA. **Dimensionamento dos pavimentos rodoviários de concreto** – São Paulo: ABCP, 1998.

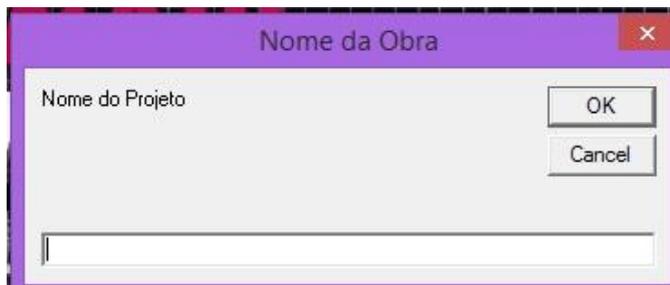
ANEXO

O uso do software comercial BELGO PAVIMENTO 2.0

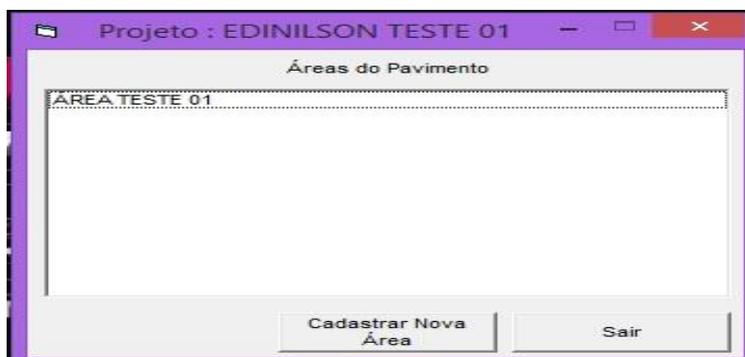
O software BELGO PAVIMENTO 2.0, é uma ferramenta que auxilia estudantes e engenheiros nos estudos de pavimentos industriais. Através do programa é possível determinar a armadura necessária para o combate a tensão crítica na placa (armadura estrutural) e ao combate aos esforços de retração do concreto. É possível também saber o momento fletor e as tensões atuantes para cargas aplicadas na borda, no canto e no interior da placa.

Criação do projeto e definição da área do pavimento

Para criação de um novo projeto o usuário deverá clicar em Projeto > Criar novo projeto, digitar o nome do projeto, no quadro que irá aparecer, e em seguida clicar OK.



Após a criação de um projeto, o usuário deverá definir a área do pavimento a qual irá dimensionar. É possível a definição de várias áreas para um mesmo projeto criado.

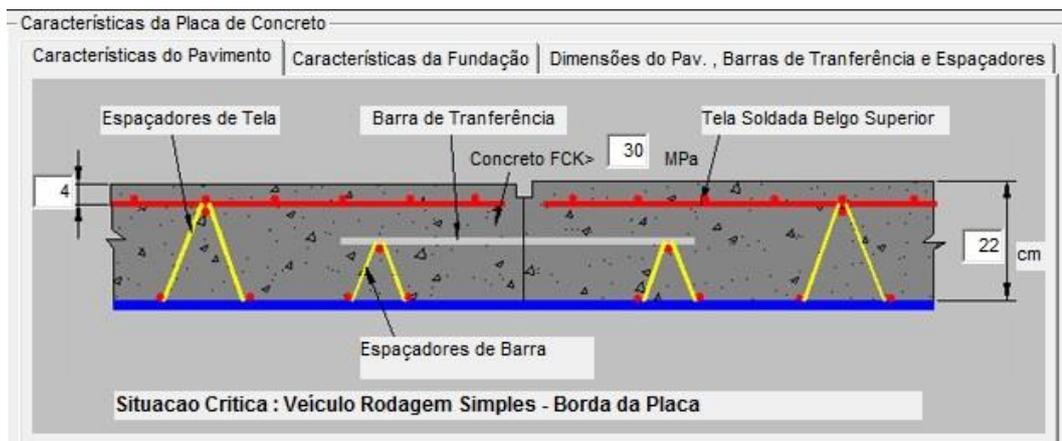


Dados de entrada

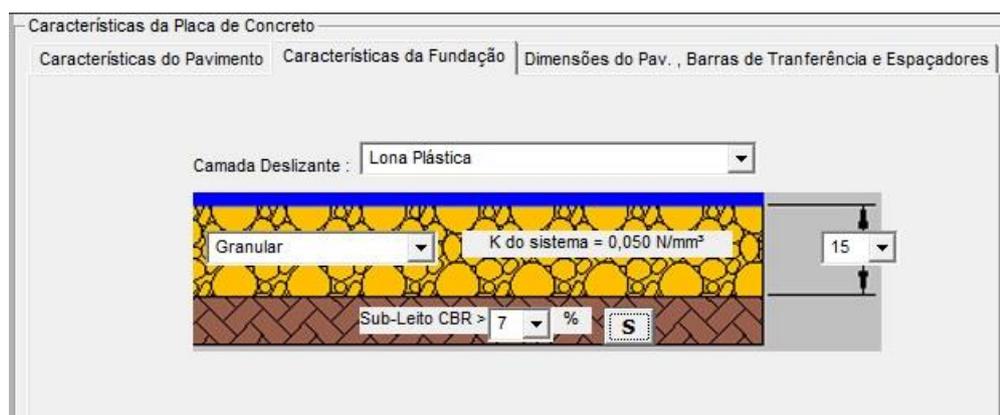
Características da placa de concreto

Os dados de entrada são:

- Características do pavimento:
 - Altura da placa (h) em cm;
 - fck do concreto em Mpa;
 - Cobrimento da armadura em cm.



- Características da fundação:
 - Camada deslizante, que corresponde a camada entre a placa de concreto e a sub-base, que pode ser: Lona plástica, lona plástica dupla, pó de pedra e camada de areia.
 - Tipo de sub-base: Granular, BGTC, solo-cimento, concreto rolado ou nenhum tipo de sub-base, nesse caso a placa estar apoiada diretamente no subleito.
 - Espessura da sub-base: 10; 12,5; 15 e 20 cm.
 - CBR% do subleito: variando de 3 a 20%.



É possível identificar o CBR% do subleito sugerido pelo programa, clicando em **S**, onde ele dará o tipo e as características do solo do subleito com o correspondente CBR%.

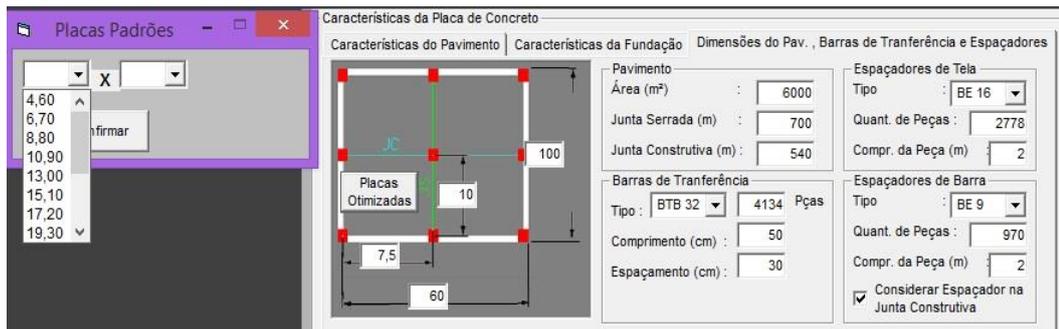
CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	CBR%
Siltos orgânicos e misturas silto-argila com matéria orgânica de baixa plasticidade	3
Siltos e argilas de alta compressibilidade, compactados. Siltos e argilas de baixa compressibilidade. Siltos e argilas arenosos. Siltos e argilas pedregulhos e areias de graduação pobre.	4
Argilas de plasticidade baixa e média, argilas arenosas, argilas siltosas e argilas magras	5
Siltos inorgânicos e areias finas, pó de rocha, areias muito finas argilas siltosas de baixa plasticidade.	6 ou 7
Areias com finos, areias muito siltosas, areias argilosas. Misturas areia-argila mal graduadas.	8 ou 9
Solos granulares, areias bem graduadas e misturas de areia-pedregulho relativamente livres de plásticos finos.	10
Areias com finos, areias muito siltosas, areias argilosas. Misturas areia-argila mal graduadas.	11 a 13
Areias mal graduadas, pouca ou nenhuma proporção de finos.	14 a 17
Misturas areia-argila bem graduadas com excelente ligante.	18
Areias pedregulho bem graduada, pouca ou nenhuns proporção de finos.	19
Pedregulhos com finos ou muito siltoso ou argiloso, misturas mal graduadas pedregulho-areia-argila.	20

- Dimensões do pavimento, Barras de transferência e Espaçadores

- Dimensões do piso total;

- Dimensões da placa; na definição da placa de concreto o programa dar a opção de utilização de Placas Otimizadas, clicando-o o sistema irá abrir um quadro com as listas da largura e comprimento de placas no qual serão utilizados somente telas inteiras ou meia tela, permitindo que não haja perda no corte dos painéis.

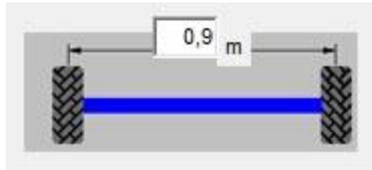
- Barras de transferência e Espaçadores de Tela e de Barra: o sistema permite ao usuário definir esses dados, porém, o programa recomenda não sejam alterados o tipo e a quantidade desses itens, pois o sistema automaticamente define quando o usuário altera a característica do pavimento.



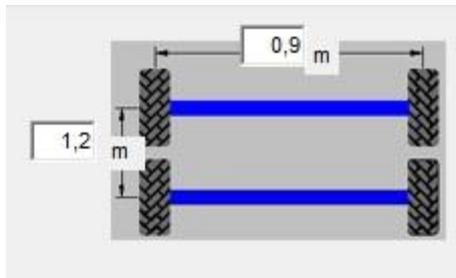
Dados do carregamento

- Carga de veículos
O programa permite que o usuário escolha o tipo de rodagem do veículo e para cada tipo de rodagem o tipo de eixos:

- Rodagem simples: Eixo simples ou eixo duplo;

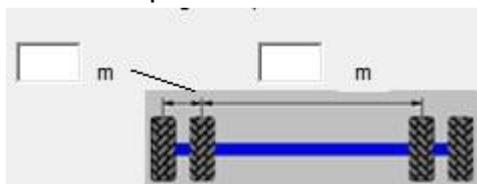


Eixo simples

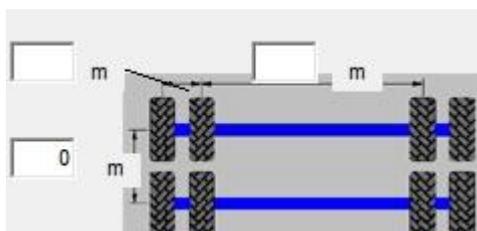


Eixo duplo

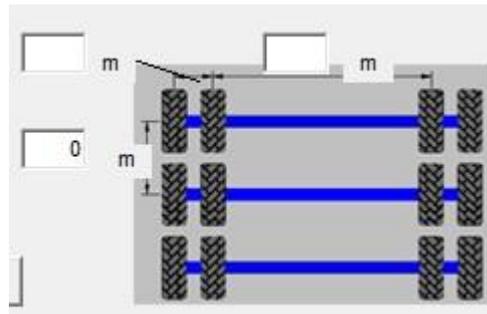
- Rodagem Dupla: Eixo tandem simples, eixo tandem duplo ou eixo tandem triplo.



Eixo tandem simples

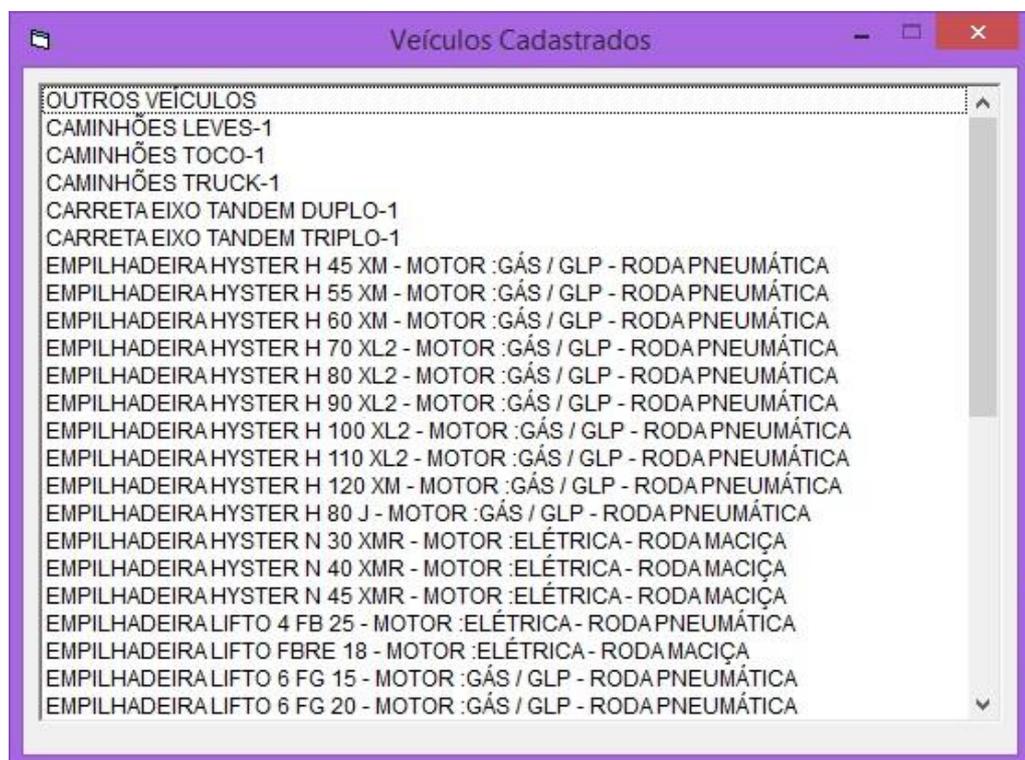


Eixo tandem duplo



Eixo tandem triplo

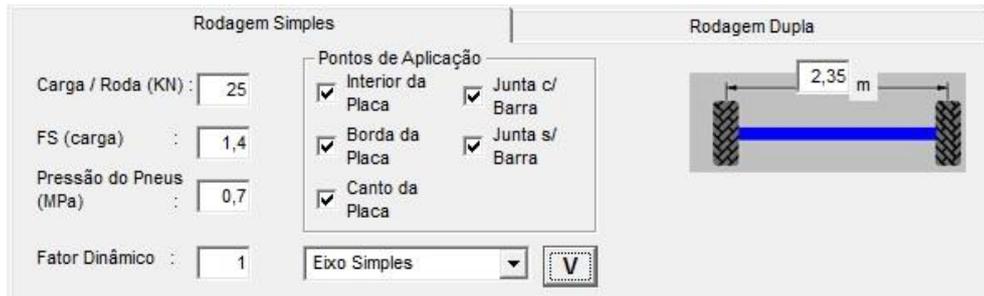
O programa possui também uma série de veículos cadastrados o qual o usuário poderá escolher algum dos veículos da listagem seguinte



Caso o usuário clique em algum veículo, os dados Carga, FS (fator de segurança), pressão de pneus, fator dinâmico, distância entre os eixos e os pneus serão carregados automaticamente para serem executados nos cálculos.

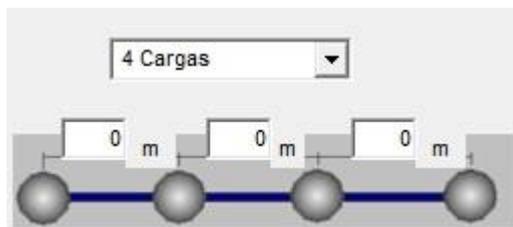
Resta ao usuário definir os principais pontos de aplicação do carregamento:

- Interior da placa;
- Borda da placa;
- Canto da placa;
- Junta c/ Barra;
- Junta s/ Barra.

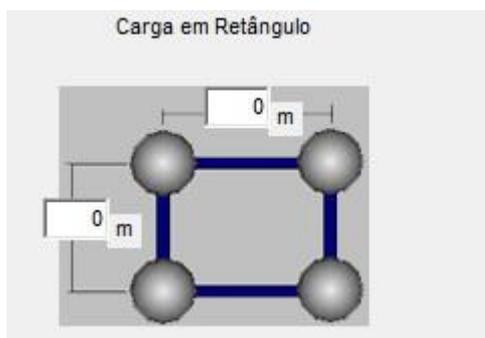


- Cargas Pontuais

As cargas pontuais são representadas geralmente pelas cargas de prateleiras, o qual o usuário pode escolher a disposição das cargas em linha ou em retângulo. Na disposição em linha poderá ser escolhida a aplicação de uma a quatro cargas alinhadas.

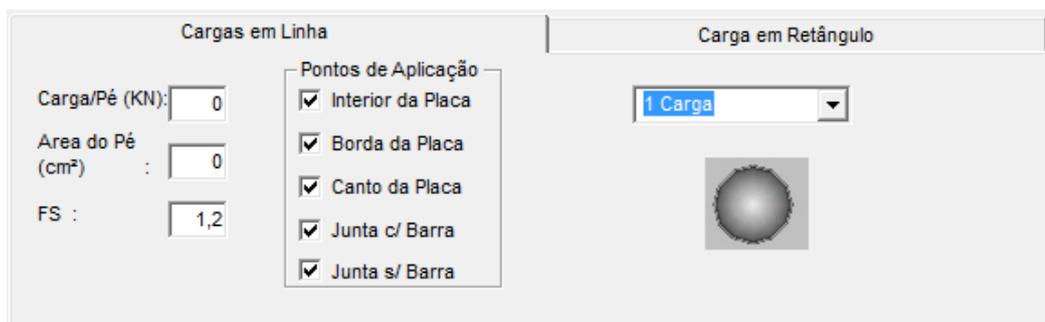


Cargas em linha



Carga em retângulo

O usuário deverá informar também os dados de carga/pé, área do pé e FS (fator de segurança). Assim como os pontos de aplicação do carregamento (interior, borda, canto, Junta com barra e junta sem barra).



- Carga distribuída e linear

Para este tipo de carregamento o usuário poderá dimensionar o piso para uma carga uniforme (KN/m²) ou para cargas lineares (KN/m) aplicadas no interior, borda ou canto, junta com barra ou junta sem barra.

Para as duas situações o usuário deverá definir a carga e o FS (fator segurança).

- Controle de retração e variação de temperatura

Neste item o usuário poderá definir o ambiente do pavimento, interno ou externo, e o tipo de acabamento superficial do piso: Revestido, polido ou desempenado.

De acordo com o tipo de acabamento e o ambiente, haverá influência na armação superior de controle da retração.

Dados de saída – Resultados

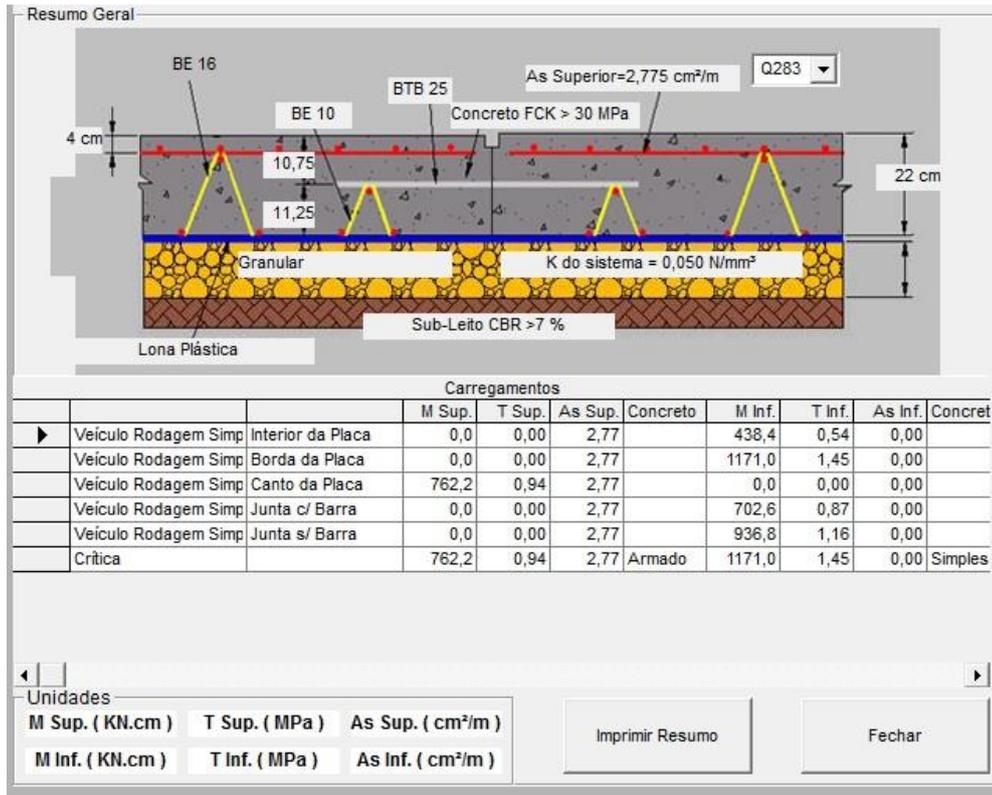
Ao clicar em “Resumo Geral”, o programa fornece uma listagem com os resultados de todas as solicitações que foram inseridas de acordo com os pontos de aplicação escolhidos.

Os resultados são:

- Momento fletor superior (M Sup.);
- Momento fletor inferior (M Inf.);

- Tensão superior (T Sup.);
- Tensão inferior (T Inf.);
- Área de aço superior (As Sup.);
- Área de aço inferior (As Inf.)

Ao final da listagem o programa fornece qual a tensão crítica indicando se o pavimento será armado ou será de concreto simples.



Ao clicar em "Imprimir Resumo" será disponibilizado para impressão o detalhamento do pavimento assim como os resultados conforme mostrado abaixo.

