



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

PROJETO E EXECUÇÃO DE LAJES UNIDIRECIONAIS
COM VIGOTAS EM CONCRETO ARMADO

Eng^o Márcio Cardozo Flório

Orientador: Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho

São Carlos

2004

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

F638pe

Flório, Márcio Cardozo.

Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado / Márcio Cardozo Flório. -- São Carlos : UFSCar, 2004.

213 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2003.

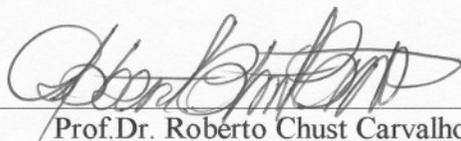
1. Construção civil. 2. Lajes de concreto. 3. Concreto armado. 4. Concreto pré-moldado. 5. Fissuração. 6. Fluência. I. Título.

CDD: 690 (20^a)

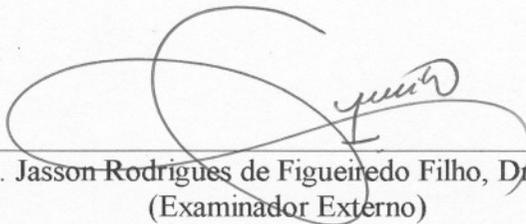
PROJETO E EXECUÇÃO DE LAJES PRÉ-FABRICADAS
UNIDIRECIONAIS COM VIGOTAS EM CONCRETO ARMADO

Márcio Cardozo Flório

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 08 de dezembro de 2003, pela Banca Examinadora constituída pelos professores:



Prof.Dr. Roberto Chust Carvalho, Dr. (UFSCar)
(Orientador)



Prof.Dr. Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho, Dr. (UFSCar)
(Examinador Externo)



Prof.Dr. Ronaldo Barros Gomes, Dr. (UFG)
(Examinador Externo)

Ao meu pai José Carlos Flório e à minha mãe
Maria Izoldina Cardozo Flório

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus.

Ao Professor Dr. Roberto Chust de Carvalho, pela orientação cuidadosa, ensinamentos e amizade demonstrada ao longo dos últimos quatro anos.

Aos meus pais José Carlos e Maria Izoldina e minha irmã Priscila pelo amor, ensinamentos, apoio e honra de tê-los como minha família.

À minha noiva Karen pelo amor e compreensão.

Aos meus avós, tios e primos, em especial ao meu avô Divino Jacinto e meu tio Geraldo Roberto.

Aos grandes amigos da época de graduação Luciano, Juliano, Rogério, André, Murilo pela amizade e momentos de descontração.

Aos professores, funcionários e colegas do Mestrado e da Graduação.

À CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pela bolsa de estudos concedida.

SUMARIO

CAPITULO 1 INTRODUÇÃO

1.1 Historio recente.....	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Objetivos específicos.....	2
1.3 Justificativas	3
1.4 Metodologia.....	5
1.5 Apresentação.....	6
1.6 Estudos realizados por outros pesquisadores.	7

CAPITULO 2 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A EXECUÇÃO DE LAJES PRÉ-FABRICADAS

2.1 Introdução.....	10
2.1 Descrição das lajes nervuradas.....	10
2.2 Lajes nervuradas pré-fabricadas.....	18
2.2.1 Vigota tipo treliça (VT)	18
2.2.2 Vigota tipo trilho (VC)	20
2.2.3 Vigota tipo trilho protendido (VP)	21
2.3 Materiais Empregados.....	24

2.3.1 Concreto.....	24
2.3.1.1 Cobrimento.....	25
2.3.2 Material de enchimento.....	27
2.3.3 Armadura complementar ou adicional.....	29
2.4 Vantagens e desvantagens dos sistemas de lajes com vigotas pré-fabricadas.....	29
2.5 Montagem e concretagem das lajes no local.....	31
2.6 Processo de adensamento de uma peça de concreto.....	36
2.6.1 Tipos de vibração.....	37
2.6.2 Medida da trabalhabilidade.....	38
2.7 A cura do concreto.....	40
2.7.1 Métodos de cura.....	43
2.7.2 O tempo de cura.....	44
2.8 Espaçamento entre escoras.....	44
 CAPITULO 3 MODELOS DE CÁLCULO DE PAVIMENTOS DE LAJES UNIDIRECIONAIS PRÉ-FABRICADAS	
3.1 Introdução.....	48
3.2 Modelo de grelha equivalente.....	48
3.3 Modelo de grelha equivalente simplificado.....	53
3.4 Modelo de viga independente.....	54

3.5 Modelo de cálculo para consideração da continuidade.....	59
3.5.1 Esforços solicitantes nas lajes.....	63
3.5.1.1 Vigas sem continuidade e tabelas para dimensionamento.....	63
3.5.1.2 Vigas hiperestáticas com modelo linear.....	67
3.5.2 Emprego de trecho maciço junto ao apoio.....	68
3.5.3 Redistribuição de esforços no apoio central.....	70
3.5.3.1 Recomendações da norma brasileira NBR 6118 (2003).....	71
3.5.3.2 Recomendações da norma espanhola EF-96.....	72
3.5.3.3 Dimensionamento usual.....	73
3.5.4 Processo de vigas independentes considerando o cálculo não linear.....	74
3.5.4.1 Carregamento incremental.....	75
3.5.4.2 Determinação da força última no modelo hiperestático com controle de rotação.....	76
3.5.4.2.1 Critério da capacidade de rotação das rótulas plásticas.....	76
3.5.4.2.2 Critério da formação de um mecanismo de colapso.....	78
3.6 A ação do carregamento nas vigas de contorno.....	79
3.7 Programas existentes.....	81
 CAPITULO 4 DIMENSIONAMENTO EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO E DE CISALHAMENTO	
4.1 Introdução.....	83

4.2 Procedimento de cálculo considerando a verificação dos estados limites..	83
4.3 Dimensionamento no estado limite último de flexão simples.....	84
4.3.1 Cálculo do valor da armadura.....	87
4.3.2 Momentos resistentes pela seção da nervura.....	89
4.3.2.1 Momento resistente positivo pela seção da nervura.....	89
4.3.2.2 Momento fletor resistente negativo na seção nervurada.....	90
4.3.3 Armadura mínima de flexão em lajes pré-fabricadas.....	91
4.4 Dimensionamento em relação ao cisalhamento.....	92
4.4.1 Considerações sobre os mecanismos resistentes.....	93
4.4.2 Força cortante em lajes.....	96
4.4.2.1 Lajes sem armadura para força cortante.....	96
4.4.2.2 Lajes com armadura para força cortante.....	99
4.4.2.2.1 Cálculo da resistência.....	99
4.4.2.2.2 Modelo de cálculo I.....	100
4.4.2.2.3 Modelo de cálculo II.....	103
4.4.3 Força Cortante em lajes pré-fabricadas unidirecionais segundo a Norma Espanhola.....	104
4.5 Estudo experimental exploratório.....	106

CAPITULO 5 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

5.1 Introdução.....	110
5.2 Cálculo das características geométrica (Estádios I e II).....	111
5.3 Efeito da fissuração teórico na rigidez.....	116
5.4 Estudo experimental do efeito da fissuração.....	117
5.4.1 Estudo experimental realizado por FLÓRIO.....	118
5.4.2 Estudo experimental realizado por CAIXETA (1998).....	125
5.4.3 Outros fatores que influenciam na determinação da flecha.....	128
5.4.3.1 Ensaio de flexão variando-se processos de adensamento.....	128
5.4.3.2 Ensaio de flexão variando-se o tipo de cura.....	131
5.4.4 Ensaio com carregamentos uniformemente distribuídos.....	133
5.4.5 Conclusões dos ensaios de flexão.....	134
5.5 Efeito da fluência teórico.....	135
5.6 Efeito da fluência experimental.....	137
5.6.1 Considerações sobre o ensaio de fluência.....	145
5.7 Deformações limites segundo a NBR 6118/03.....	149
5.8 Combinações de ações segundo a NBR 6118/03.....	151
 CAPITULO 6 EXEMPLOS	
6.1 Introdução.....	153

6.2 Exemplo 1: Variação de altura em lajes simplesmente apoiadas.....	153
6.2.1 Resolução item I.....	154
6.2.2 Resolução item II.....	161
6.3 Exemplo 2: Comparar os resultados das flechas imediatas encontrados no exemplo 1.....	163
6.4 Exemplo 3: Consideração de uma parede transversal às nervuras.....	170
6.5 Exemplo 4: Calculo da armadura de uma nervura de laje pré-fabricada com dois vãos.....	175
6.6 Exemplo 5: Verificar o estado de deformação excessiva da laje do exemplo 4.....	185
6.7 Exemplo 6: Calcular os momentos fletores para as nervuras, considerando o processo de grelha equivalente simplificado.....	192
CAPITULO 7 CONCLUSÕES FINAIS, SUGESTÕES	
7.1 Introdução.....	197
7.2 Conclusões em relação à questão de execução.....	198
7.3 Conclusões em relação às questões de projeto.....	199
7.3.1 Modelos de Cálculo.....	199
7.3.2 Estado limites últimos de flexão e cisalhamento.....	200
7.3.3 Estado limites de deformação excessiva.....	200
7.4 Sugestões para novas pesquisas.....	201
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	203

ANEXO I	212
----------------	-----

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1- Pavimento com forma em planta quadrada solução laje maciça.....	14
FIGURA 2.2- Pavimento com forma quadrada solução com laje nervurada em uma direção.....	15
FIGURA 2.3- Pavimento com forma quadrada solução com laje nervurada em duas direções.....	16
FIGURA 2.4- Seções transversais para utilizarem em um pavimento quadrado com solução com laje maciça e nervurada em uma direção (cotas em cm).....	16
FIGURA 2.5 Seções transversais de lajes nervuradas com as formas e materiais empregados: a) forma reutilizável; b) blocos de concreto; c) blocos de concreto celular; d) tijolos cerâmicos furados.....	17
FIGURA 2.6- Laje formada por nervuras pré-moldadas, EL DEBS (2000).....	17
FIGURA 2.7-Corte em laje confeccionada a partir de vigotas do tipo treliça..	19
FIGURA 2.8– Vigotas em treliças e elementos de enchimento utilizados para confecção de lajes, retirada do site www.puma.com.br	19
FIGURA 2.9-a)armadura da treliça e b)suas dimensões (www.puma.com.br).	20
FIGURA 2.10 – Corte em laje confeccionada a partir de vigotas do tipo trilho.....	21

FIGURA 2.11 – Corte em laje confeccionada a partir de vigotas do tipo trilho protendido.....	21
FIGURA 2.12 - Laje pré-moldada armada em duas direções, Revista Técnica 68.....	23
FIGURA 2.13 -Planta de arquitetura e formas de um edifício em que se usou lajes pré-moldadas bidirecionais (manual da Associação dos Fabricantes de Laje de São Paulo).....	23
FIGURA 2.14 – Modificações na seção para garantir o cobrimento.....	27
FIGURA 2.15–Lajotas cerâmicas, exemplo de dimensões.....	28
FIGURA 2.16– Blocos de EPS, a) para lajes unidirecionais, b) para lajes bidirecionais, (www.puma.com.br).....	28
FIGURA 2.17- Montagem do painel de laje com nervuras treliçadas, manual lajes mediterrânea (1992).....	32
FIGURA 2.18 – Detalhe da interface com a tubulação elétrica Revista, Revista Técnica 68.....	33
FIGURA 2.19 – Detalhe da interface com a tubulação hidráulica, Revista Revista Técnica 68.....	34
FIGURA 2.20 a)Influência da umidade relativa do ar e b)da temperatura sobre a perda de água do concreto nas idades iniciais.....	42
FIGURA 2.21- Efeito da temperatura do concreto, do ar, umidade relativa e velocidade dos ventos na evaporação da água na superfície do concreto.....	43
FIGURA 3.1- Forma de pavimento composto por lajes pré-fabricadas e vigas feito com a utilização do programa CypeCAD.....	49

FIGURA 3.2- Esquema para a utilização do processo de grelha equivalente para o carregamento da figura 3.1.....	49
FIGURA 3.3 a)– geometria real da seção da nervura. b) geometria adotada....	51
FIGURA 3.4 – geometria da viga.....	52
FIGURA 3.5 – geometria da seção capa.....	52
FIGURA 3.6- Esquema para a utilização do processo de grelha equivalente simplificado.....	54
FIGURA 3.7 - Pavimento simples, praticamente quadrado e simplesmente apoiado nos quatro lados utilizado no estudo.....	55
FIGURA 3.8. a) laje pré-moldada composta por elementos isolados; b) laje pré-moldada composta por nervuras mais capa; c) laje de placa maciça.....	56
FIGURA 3.9- Deformações dos pavimentos considerando vigas independentes, laje pré-moldada com capa e placa maciça.....	57
FIGURA 3.10- diagrama do momento fletor.....	58
FIGURA 3.11- Esquema para a utilização do processo de viga independente.	59
FIGURA 3.12 Laje contínua unidirecional, seções submetidas a momento fletor positivo e negativo.	60
FIGURA 3.13 Laje contínua unidirecional, diagramas de momento elástico e com plastificação no apoio central.....	61
FIGURA 3.14 a) Esquema estrutural de laje isostático e b) Diagrama de momento fletor de laje isostático.....	64

FIGURA 3.15 a) Esquema estrutural de laje hiperestático e b) Diagrama de momento fletor de laje hiperestático.....	67
FIGURA 3.16 a) Perspectiva da região maciça de concreto. b) Seção transversal maciça de concreto.....	69
FIGURA 3.17 Determinação do trecho maciço.....	70
FIGURA 3.18– Diagramas dos momentos de acordo com a norma espanhola EF-96 (1997).....	73
FIGURA 3.19 – Diagrama carga x deslocamento: 1) desenvolvimento real 2) desenvolvimento por etapas lineares, CARVALHO (1994).....	75
FIGURA 3.20 – Determinação da curvatura média a partir dos deslocamentos, MAGALHÃES (2001).....	77
FIGURA 3.21 – Critério da formação de um mecanismo de colapso, MAGALHÃES (2001).....	78
FIGURA 4.1- Esquema para o cálculo da largura colaborante.....	84
FIGURA 4.2 – Comportamento da seção transversal nos três Estádios de uma viga de concreto armado na flexão normal simples [MONTROYA, 1978].	85
FIGURA 4.3 Domínios de deformação no estado limite último em uma seção transversal segundo a NBR:2003.....	88
FIGURA 4.4 Seção transversal para cálculo do momento fletor negativo resistente a) LN na mesa b) LN na alma.....	88
FIGURA 4.5 Seção transversal para cálculo do momento fletor negativo resistente: a) seção real b) seção de cálculo.....	90

FIGURA 4.6 Comportamento de uma viga com fissuração de flexão e cisalhamento (adptado de CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2001)).....	94
FIGURA 4.7 Esquema da treliça idealizada por MÖRSCH para situação a)com estribos, b)armadura dobrada. Biela de concreto inclinada de 45° (modelo I) (adptado de CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2001)).....	95
FIGURA 4.8 Comprimento de ancoragem necessário.....	98
FIGURA 4.9– Perímetro (u) a ser empregado na verificação do cisalhamento	106
FIGURA 4.10 – Esquema estrutural da nervura e do carregamento.....	106
FIGURA 5.1 - Seção transversal em forma de “T”a) bruta ou geométrica sem armadura, b) com armaura.....	112
FIGURA 5.2 - Seção transversal em forma de “T” no estágio II puro.....	115
FIGURA 5.3 - Esquema de uma viga submetida à flexão com trechos funcionando em vários Estádios.....	116
FIGURA 5.4 - Esquema do ensaio para análise da nervura, capa+vigota, com vigota de concreto.	119
FIGURA 5.5 - Esquema estrutural.....	120
FIGURA 5.6- Seção transversal medidas em cm.....	133
FIGURA 5.7 Esquema dos protótipos de ROGGE (2000).....	138
FIGURA 6.1 Características geométricas da seção.....	155
FIGURA 6.2 – Esquema estrutural de uma nervura.....	156
FIGURA 6.3 Esquema dos protótipos.....	163
FIGURA 6.4 Seção transversal medidas em cm.....	163

FIGURA 6.5 Armadura da treliça.....	172
FIGURA 6.6 Seção transversal adotada para cálculo da laje do exemplo 3.....	175
FIGURA 6.7 Esquema estrutural da laje e principais características das ações considerando-a elástica e de inércia constante.....	176
FIGURA 6.8-Situação para o cálculo do máximo momento negativo resistido pela nervura sem considerar região maciça.....	178
FIGURA 6.9-Esquema estrutural da laje com seção maciça próxima ao apoio central.....	180
FIGURA 6.10-Esquema estrutural da laje sem seção maciça próxima ao apoio central e com momento negativo igual ao máximo resistido pela seção...	181
FIGURA 6.11-Esquema estrutural da laje do problema para três soluções: dois tramos isostático, contínua com seção do apoio plastificada e com seção do apoio maciça.....	184
FIGURA 6.12-Esquema das seções transversais no tramo para o cálculo das características geométricas. Seção bruta e com armadura.....	185
FIGURA 6.13 Planta de forma de pavimento com nervuras pré-moldadas.	192
FIGURA 6.14 Esquema dos nós que compõem a malha da grelha empregada para determinar os esforços nas nervuras. Os nós 1, 9 e 17 são indeslocáveis na vertical (fazem o papel dos pilares de apoio) e os nós 103 a 119 correspondem a nervura central e o eixo de simetria da estrutura.....	193

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – Valores de Momento fletor e flecha para uma viga e uma placa que compõem um piso de lados iguais a: b e 2b.....	12
TABELA 2.2 bitola mínima para o fio do banzo superior, conforme a altura da treliça.....	20
TABELA 2.3 Correspondência entre a classe de agressividade e cobertura nominal para $\Delta_c = 5,0$ mm (adaptada da NBR 6118/03).....	25
TABELA 2.4 Classes de agressividade ambiental. Classe de agressividade.....	26
TABELA 2.5 Correspondência entre a classe de agressividade e cobertura nominal para $\Delta_c = 5$ mm (adaptada a NBR 6118/03).....	26
TABELA 2.6 - Alturas totais das lajes pré-fabricadas em função das alturas padronizadas dos elementos de enchimento.....	29
TABELA 2.7 - Fatores de adensamento (extraída de NEVILLE (1982)).....	39
TABELA 3.1 Laje pré-moldada tipo trilho – apoio simples – intereixo de 33 cm, vãos livres máximos (metros).....	65
Tabela 3.2 Valores máximos (m) de vãos para lajes simplesmente apoiadas com altura de 12 cm (capa de 4 cm); ruptura e deformação excessiva atendidas.....	66
TABELA 3.3 Exemplos estudados e porcentual de cargas transferida para as vigas secundarias.....	80
TABELA 4.1 Taxas mínimas de armadura de flexão para viga.....	92
TABELA 4.2 Dados das nervuras ensaiadas.....	107

TABELA 4.3 Protótipos e respectivas cargas de ruptura.....	108
TABELA 5.1 Características geométricas de seções transversais em “T”, no estágio I, sem considerar a presença da armadura.....	113
TABELA 5.2 Características geométricas de seções transversais em “T”, no estágio I, com armadura longitudinal A_s	113
TABELA 5.3 Características geométricas e mecânicas dos protótipos.....	121
TABELA 5.4 Nomenclatura dos protótipos do ensaio de adensamento.....	129
TABELA 5.5 Nomenclatura dos protótipos do ensaio de cura.....	132
TABELA 5.6 Flecha imediata dos protótipos e flecha teórica ($f_{ck} = 20\text{MPa}$)...	134
TABELA 5.7 Valores do coeficiente de fluência.....	136
TABELA 5.8 Determinação de ξ de acordo com t	137
TABELA 5.9 Dados e características geométricas. Protótipos com vão 4 m	139
TABELA 5.10 Valores médios de flechas, temperatura e umidade do protótipo piloto.....	140
TABELA 5.11 - Valores de flechas, umidade e temperatura ambientes dos protótipos.....	141
TABELA 5.12 - Comparação entre as lajes A e B.....	146
TABELA 5.13- Comparação entre as lajes C, D e E.....	147
TABELA 5.14 - Limites para deslocamento	150
TABELA 5.15 - Combinações de serviço e valores do coeficiente γ_{f2}	152
TABELA 6.1 Flecha para diferentes combinações.....	159

TABELA 6.2 Flechas para diferentes alturas de laje.....	161
TABELA 6.3 Verificação de Flechas para diferentes alturas de laje.....	162
TABELA 6.4- Dados e características geométricas. Protótipos com vão 4 m..	164
TABELA 6.5 - Flecha imediata e após 200 dias dos protótipos.....	164
TABELA 6.6 Características geométricas da seção do exemplo 1 h=11cm.....	165
TABELA 6.7 Expressões para valores característicos segundo as normas de 1980 (adaptada) e 2003.....	166
TABELA 6.8 Flecha imediata de pesos próprio da laje com h=11 cm nas versões da NBR6118(1980) e NBR6118(2003).....	168
TABELA 6.9-Momentos Fletores e armaduras positiva e negativa para as diversas situações da laje.....	183
TABELA 6.10 Características geométricas para o estágio II puro para seção do tramos da laje nas diversas situações.....	187
TABELA 6.11 condição de aceitabilidade sensorial.....	189
TABELA 6.12 Valores dos máximos momentos positivos e negativos em cada nervura.....	195

LISTA DE GRAFICOS

GRÁFICO 5.1 - Carga aplicada x flecha para as nervuras A e C(f_{cj} 43 MPa), armadura (A_s): 2 ϕ 4,2 mm; vão (L): 3,0 m; capa de concreto (h_f) de 4,5 cm; altura (h)11,5 cm; ensaio: Flexão armadura positiva).....	122
--	-----

GRÁFICO 5.2 - Carga aplicada x flecha para as nervuras B e E (f_{cj} 48 MPa), armadura (A_s): 2 ϕ 6,0 mm; vão (L): 3,0 m; capa de concreto (h_f) de 4,5 cm; altura (h) 11,5 cm; ensaio: Flexão armadura positiva).....	123
GRÁFICO 5.3 - Carga aplicada x flecha para as nervuras D e F (f_{cj} 40 MPa, armadura (A_s): 3 ϕ 6,0 mm; comprimento: 3,0 m; capa de concreto (h_f) de 4,5 cm; altura (h) 11,5 cm; ensaio: Flexão armadura positiva).....	123
GRÁFICO 5.4- Carga aplicada x flecha para as nervuras G e H (f_{cj} 40 MPa, armadura (A_s): 3 ϕ 6,0 mm; comprimento: 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 3,0cm; altura (h)14 cm; ensaio: Flexão armadura positiva).....	124
GRÁFICO 5.5 – Carga aplicada x flecha para as nervuras 121 e 122 (f_{cj} 27,31 MPa, armadura (A_s): 0,756 cm ² ; comprimento: 3,0 m; capa de concreto (h_f) de 4,0cm; altura (h) 12 cm; ensaio: Flexão armadura positiva)...	126
GRÁFICO 5.6 - Carga aplicada x flecha para as nervuras 161 e 162 (f_{cj} 17,82 MPa), armadura (A_s): 0,899 cm ² ; vão (L): 3,0 m; capa de concreto (h_f) de 4,0cm; altura (h) 16 cm; ensaio: Flexão armadura positiva).....	127
GRÁFICO 5.7 - Carga aplicada x flecha para a nervura 202 (f_{cj} 18,8 MPa), armadura (A_s): 0,746 cm ² ; vão (L): 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 4,0cm; altura (h) 20cm; ensaio: Flexão armadura positiva).....	127
GRÁFICO 5.8 - Carga aplicada x flecha para a nervura VI - 01 (armadura (A_s): 0,566 cm ² ; comprimento: 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 3,0 cm com f_{cj} de 34,65 MPa; altura (h): 14cm; ensaio: Flexão armadura positiva em nervura submetida a vibração por imersão).....	129

GRÁFICO 5.9 - Carga aplicada x flecha para a nervura VS - 06 (armadura (A_s): 0,566 cm ² ; comprimento: 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 3,0 cm com f_{cj} de 34,65 MPa; altura (h): 14cm; ensaio: Flexão armadura positiva submetida a vibração superficial).....	129
GRÁFICO 5.10 - Carga aplicada x flecha para a nervura NV - 07 (armadura (A_s): 0,566 cm ² ; comprimento: 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 3,0 cm com f_{cj} de 34,65 MPa; altura (h): 14cm; ensaio: Flexão armadura positiva submetida ao adensamento manual).....	130
GRÁFICO 5.11 - Carga aplicada x flecha para as nervuras submetidas a diferentes processos de adensamento.....	131
GRÁFICO 5.12 - Carga aplicada x flecha para a nervura NC - 02 (armadura (A_s): 0,566 cm ² ; comprimento: 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 3,0 cm com f_{cj} de 34,65 MPa; altura (h): 14cm; ensaio: Flexão armadura positiva em nervura não submetida a cura por recobrimento).....	132
GRÁFICO 5.13 - Carga aplicada x flecha para a nervura NC - 02 (armadura (A_s): 0,566 cm ² ; comprimento: 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 3,0 cm com f_{cj} de 34,65 MPa; altura (h): 14cm; ensaio: Flexão armadura positiva em nervura submetida a cura por recobrimento).....	132
GRÁFICO 5.14 - Valores da flecha ao longo do tempo do protótipo piloto.....	139
GRÁFICO 5.15- Valores das flechas ao longo do tempo dos protótipos.....	142
GRÁFICO 5.16- Comparação dos resultados experimentais da laje piloto com os valores teóricos da NBR 6118 (1999) com mesma expressão da versão 2003.....	143
GRÁFICO 5.17- Comparação dos valores experimentais das lajes A e B com os valores teóricos da NBR 6118.....	144

GRÁFICO 5.18 - Comparação dos valores experimentais das lajes C, D e E com os valores teóricos da NBR 6118.....	145
GRÁFICO 5.19 - Variação da flecha no tempo – Laje A.....	148
GRÁFICO 6.1-Deslocamentos do tramo 1 para as diversas situações da laje. Cálculo executado com a inércia da seção bruta.....	188
GRÁFICO 6.2- Deformação do pavimento com deslocamentos dos pontos em m. Pode-se perceber a menor deformação que ocorre na região das três vigas e como as longarinas apoiadas nos pilares ou próximas deles tem menor deformação.....	193
GRÁFICO 6.3- Deformação das diversas nervuras. As laterais esquerda e esquerda 1 são respectivamente a nervura apoiada nos pilares calculada no modelo de grelha e com viga independente (deformação praticamente igual). A nervura intermediária correspondente a formada pelos nós 52 a 68 (ver fig. 14) e finalmente a nervura central é a formada pelos nós 103 q 119, ou seja a que apresenta a maior deformação.....	194
GRÁFICO 6.4 Variação do momento fletor negativo de cada nervura. O valor do momento vai diminuindo em módulo conforme a nervura fica mais próxima do centro da laje.....	194
GRÁFICO 6.5- Variação do momento fletor positivo de cada nervura. O valor do momento vai aumentando em módulo conforme a nervura fica mais próxima do centro da laje.....	195
GRÁFICO 6.6- Diagrama de momento fletor positivo da nervura isolada (apoios indeslocaveis), intermediária e central.....	196

LISTA DE FOTOGRAFIAS

FOTOGRAFIA 2.1-Tipo treliça (VT), (www.puma.com.br).....	18
FOTOGRAFIA 2.2 - Tipo trilho (VC), (www.puma.com.br).....	20
FOTOGRAFIA 2.3- Concretagem da capa de concreto.....	35
FOTOGRAFIA 4.1– Ensaio de cisalhamento com pórtico, macaco, dinamômetro e nervura isolada.....	107
FOTOGRAFIA 4.2 – Vista lateral do ensaio. Os protótipos não ensaiados eram armazenadas em baixo do pórtico.....	107
FOTOGRAFIA 4.3 –fissura na lateral da nervura após o colapso, trincas a um ângulo próximo de 45°.....	108
FOTOGRAFIA 4.4 - Face lateral da nervura após o colapso, trincas a um ângulo próximo de 45°.....	108
FOTOGRAFIA 4.5 –fissura na lateral da nervura após o colapso, carga a 35 cm do apoio, inclinação de trincas é menor que 45°.....	109
FOTOGRAFIA 4.6 - fissura na lateral da nervura após o colapso, concreto junto ao apoio se soltou. Inclinação das trincas menor que 45°.....	109
FOTOGRAFIA 4.7 – Aparecimento da fissura na face inferior da nervura.....	109
FOTOGRAFIA 4.8- Face inferior da nervura, a fissura (ou trinca) ocorre inclusive na mesa.....	109
FOTOGRAFIA 5.1 - defletômetro mecânico.....	119
FOTOGRAFIA 5.2 - nível de precisão.....	119

FOTOGRAFIA 5.3 Anel dinamométrico.....	120
FOTOGRAFIA 5.4 - ensaio de compressão para obtenção do f_{cj}	121
FOTOGRAFIA 5.5 - corpo de prova após ensaio de compressão.....	121

RESUMO

FLÓRIO, M. C. **Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas pré-moldadas em concreto armado.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, SP. 2003.

Neste trabalho é apresentada toda a metodologia para o projeto e a execução de lajes pré-moldadas com nervuras unidirecionais, que são um dos elementos construtivos mais utilizados em edificações de pequeno porte no país, abordando temas relacionados desde detalhes construtivos assim como o cálculo no estado limite de deformação excessiva.

São discutidos detalhes construtivos como a escolha do concreto com resistência adequada, técnicas de cura e adensamento, ensaios necessários no canteiro, lançamento do concreto, cuidados na confecção de formas, distancia mínima entre escoras para diferentes tipos de vigotas, utilização de contra flecha. Em relação ao dimensionamento tem-se a consideração da fissuração e da fluência no estado limite de deformação excessiva e estado limite ultimo de flexão e cisalhamento. São feitas ainda considerações a respeito da continuidade, paredes apoiadas diretamente sobre a laje. Preocupou-se em adequar todas as teorias de cálculo e técnicas já conhecidas e empregadas em larga escala. Estão incluídas neste trabalho as especificações normativas referentes à NBR 6118/03 que acaba de entrar em vigor.

Os resultados apresentados foram realizados, em sua maioria, pelo Grupo de Estudo de Sistemas Estruturais em Concreto da UFSCar do qual faz parte o autor dessa dissertação e envolveram uma serie de experimentos relacionados à deformação de lajes pré-moldados considerando os fenômenos de fluência e fissuração do concreto.

ABSTRACT

FLÓRIO, M. C. **Design and construction of concrete pre-cast slabs with unidirectional ribs**. Master Thesis. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, SP. 2003.

This work presents design and executive procedures for pre-cast slabs with unidirectional ribs, which are one of the most used construction elements for small buildings in the country, discussing aspects related to constructive details and both to limit state and service limit design procedures.

Many construction details are discussed, such as choice of adequate concrete strength, placement, consolidation and cure of concrete, materials quality assurance tests, formwork, minimum distance between supports to different kinds of joists, camber details and others. Regarding the design procedure, there is study about the consideration of cracking and creep in the deflections service state design and also about shear and flexure reinforcement limit state design. Considerations related to panel continuity and walls directly supported by the slab were taken into account. Special care was taken during the work in order to try to suit design theories to construction techniques already known and used in large scale. Recommendations included in the new concrete code NBR 6118 (2003) were also analyzed.

The tests presented were performed mainly by “Grupo de Estudos de Sistemas Estruturais em Concreto da UFSCar” in which the author belongs in, including a series of tests to measure deflections in pre-cast slab taking in account the creep and cracking phenomena.

Key Words: slab, reinforced concrete, joist, pre-cast, cracking, creep.

INTRODUÇÃO

1 Capítulo

1.1 Histórico Recente

O Grupo de Estudo de Estruturas de Concreto da UFSCar denominava o sistema estrutural que trata este trabalho de lajes com vigotas parcialmente pré-moldadas, porém a Norma NBR14859 (2002) passou a chamar este mesmo sistema simplesmente de lajes pré-fabricadas. Assim, procura-se neste texto usar esta nomenclatura.

O uso de lajes pré-fabricadas tem se intensificado nos últimos anos. O que era, em princípio, uma solução adotada para edificações de pequeno e médio porte se tornou viável em grandes obras como prédios de diversos andares, edificações de grandes vãos e até mesmo pontes. Grande parte desse aumento no uso ocorreu pela entrada no mercado de duas grandes siderúrgicas que fabricam treliças metálicas para laje com vigotas treliçadas.

Assim após as dissertações de mestrado pioneiras de DiPietro (1993), Bocchi (1995) e Gaspar (1997), seguiram-se os trabalhos de Lima (1997), Caixeta (1998), Droppa Junior (1999), Magalhães (2001) e mais recentemente Pereira (2002). O Grupo de Estudo de Estruturas de Concreto da UFSCar, do qual fazem parte o autor e seu orientador, já realizou cerca de oito trabalhos de iniciação científica com financiamento da FAPESP e CAPES.

Destacam-se também alguns trabalhos realizados a partir de convênios entre empresas e universidades como os de FRANCA (1997), EL DEBS e DROPPA

JÚNIOR (1999). Somado a todos estes trabalhos o Comitê CB18 editou as Normas que regulamentam a fabricação de lajes pré-fabricadas (NBR14859; NBR14859-2; NBR 14860-1; NBR14860-2; NBR14862) no ano de 2002. Logo em seguida, no ano de 2003, concluiu-se e publicou-se o texto final da NBR6118 (2003) que altera diversos dispositivos do cálculo de lajes com vigotas pré-fabricadas.

Também no período destes últimos cinco anos junto com as tabelas para escolha de laje existentes (ver MEDITERRÂNEA (1992) e MESQUITA (1999)) surgiram outras tabelas publicadas em catálogos da BELGO (2003) e KNIJNIK (2003) além de diversos programas automáticos (MULTIPLUS (1996), DROPA JUNIOR (2003), GERDAU(2003) e TQS (2003)) que disponibilizam ferramentas para o uso em projeto de pavimentos com lajes de vigotas pré-fabricadas.

1.2 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é apresentar estudos dos principais tópicos de conhecimento necessários aos engenheiros que atuam no mercado para desenvolver projetos e construir pisos com lajes pré-fabricadas unidirecionais.

Para tanto além do estudo das questões construtivas elegeu-se os tópicos de dimensionamento no Estado Limite Último à flexão e ao cisalhamento e a verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva destes pavimentos, baseados em normas e em resultados experimentais, como os temas a se desenvolver.

Para realizar o objetivo principal divide-se o trabalho em diversas partes que se tornam objetivos específicos listados no subitem seguinte.

1.2.1 Objetivos específicos

Como objetivos específicos pode-se listar os seguintes:

- Estudo de aspectos construtivos que interferem no funcionamento das lajes
- Avaliação da consideração da fissuração em deformações imediatas com o emprego da expressão de Branson (1968);

- Avaliação das deformações de longo prazo devidas à fluência;
- Fornecer recomendações de processos de cálculo de solicitações para o sistema de lajes unidirecionais.
- Fornecer recomendações de projeto para o dimensionamento ao cisalhamento considerando a atuação de paredes diretamente apoiadas sobre lajes;

Todos estes tópicos acabam sendo descritos ao longo do trabalho de maneira concatenada formando um roteiro de projeto.

1.3 Justificativas

Quanto à importância do sistema estrutural em questão (lajes com vigotas pré-fabricadas) pode-se citar como válidos ainda, alguns aspectos levantados no relatório da pesquisa de CARVALHO R. C.(2000):

- Há um grande déficit habitacional do país, havendo a necessidade de se aumentar a velocidade da construção de unidades habitacionais.
- O custo de edificações térreas é elevado, pois o preço dos lotes em áreas urbanas é muito alto tornando necessário, para barateamento das unidades, a construção de edificações pelo menos assobradadas.
- Grande parte da população não tem condições econômicas para comprar imóveis, tornando necessário minimizar o custo destes empregando, se for preciso, o único bem de que dispõem: a força de trabalho (o uso de auto-construções).
- A falta de recursos para investimento no setor, principalmente para a capitalização em maquinários de grande porte (para lançamentos etc.) que inibe o uso de sistemas muito sofisticados de pré-fabricação.
- O surgimento em cidades de pequeno e médio porte da região (Matão, Franca, Jaboticabal) e em outras partes do país de cooperativas que empregam mão de

obra não qualificada, ou seja, a dos próprios cooperados que em regime de mutirão executam as unidades.

- A existência de fábricas de lajes pré-fabricadas em quase todas as cidades de médio porte no estado de São Paulo.

Acrescenta-se às justificativas anteriores o emprego deste tipo de solução a obras de maior envergadura tais como prédios altos ou até pontes na medida que o custo da forma tem onerado demais outras soluções.

Os sistemas estruturais que utilizam lajes de nervuras pré-fabricadas se enquadram naqueles que combinam o uso da fabricação em série, sob condições controladas (emprego de técnicas de confecção adequadas), sem que seja preciso a utilização de equipamentos sofisticados e mão de obra especializada. Suas principais vantagens, que fazem com que seu custo seja inferior a outros sistemas, são: dispensam o uso de fôrmas das lajes, são de fácil manuseio e montagem (podem ter seus elementos transportados com o uso de força humana e máquinas primitivas, como cordas e roldanas etc.), em quase todas as cidades existem fábricas de lajes pré-fabricadas e, se bem dimensionados e executados, apresentam desempenho compatível com as necessidades previstas e com segurança.

Não obstante o aumento de pesquisas do tema, assim como as publicações a respeito ainda não houve uma sistematização capaz de proporcionar aos projetistas sem experiência no assunto desenvolverem toda a potencialidade deste tipo de estrutura.

O formato da seção transversal da nervura (um "T") leva, na maioria das vezes, para elementos contínuos, ao emprego de um cálculo não linear. Isto se dá na medida que a resistência à flexão de uma seção "T" é muito menor a momentos negativos (em módulo, geralmente, maiores que os positivos nas estruturas contínuas). Poucos são os profissionais familiarizados com este tipo de cálculo que apresenta também dificuldades no cálculo de flechas no estado limite de deformação excessiva.

Outra característica deste sistema é que para pequenas alturas de lajes em sistemas unidirecionais a fissuração do concreto é muito importante, ou seja, a condição

determinante de projeto pode ser a do estado limite de deformação que precisará empregar cálculo considerando fissuração e fluência do concreto, também não tão presente no dia a dia dos engenheiros.

Finalmente é preciso mostrar que para situações mais simples de pequenos vãos e alturas de laje razoáveis o cálculo possa ser feito de maneira mais simples com ferramentas usuais (até cálculo manual).

Assim, espera-se que este trabalho possa ajudar os projetistas a aproveitar todo o potencial do sistema estrutural de lajes com nervuras pré-fabricadas usando corretamente as normas em vigor e ferramentas disponíveis, obtendo inclusive informações sobre experimentos realizados no Brasil.

1.4 Metodologia

Inicialmente foi realizada uma revisão bibliográfica, permitindo a obtenção de informações disponíveis na literatura técnica sobre o tema. A partir dessa revisão foi desenvolvida a parte teórica deste trabalho que conta também com uma parte experimental, estas partes estão relacionadas através de comparações de resultados que deram o embasamento necessário para as recomendações contidas neste trabalho.

Os trabalhos, na sua maior parte, foram realizados nos laboratórios de Materiais e de Sistemas Construtivos do Departamento de Engenharia Civil da UFSCar, e consistiam em ensaiar nervuras confeccionadas a partir de vigotas pré-fabricadas e faixas de lajes submetidas a diversos tipos de carregamentos, cujas intensidades foram registradas com os respectivos deslocamentos. Esses deslocamentos foram comparados aos resultados teóricos através da elaboração de gráficos, o mesmo sendo feito com os valores de ensaios obtidos a partir de outros autores.

São analisados os principais métodos e modelos de cálculo, descrevendo-se a hipótese de cada um deles; a partir disso são feitos os exemplos para finalmente apresentar-se sugestões e conclusões.

1.5 Apresentação

Este trabalho está dividido em 7 capítulos, apresentando-se a seguir, sucintamente o conteúdo de cada um deles.

O capítulo 1 apresenta além de um histórico recente, os objetivos, as justificativas, a metodologia do trabalho e uma breve descrição de estudos realizados por outros autores sobre o sistema de lajes pré-fabricadas unidirecionais.

No capítulo 2 são apresentados considerações gerais sobre a execução de lajes com vigotas pré-fabricadas mostrando as questões relacionadas à execução e escolha de materiais.

No capítulo 3 são apresentados modelos de cálculo de pavimentos de lajes com vigotas pré-fabricadas, como o modelo de grelha equivalente, grelha equivalente simplificada, de viga independente, viga independente considerando a continuidade, as ações do carregamento nas vigas de contorno e citação dos diversos programas existentes para dimensionamento e verificação dessas lajes.

No capítulo 4 é apresentado o dimensionamento no Estado Limite Último em relação à flexão e ao cisalhamento e o estudo experimental relacionado a esse efeito (cisalhamento).

No capítulo 5 é apresentada a verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva, o estudo experimental relacionado a essa verificação.

No capítulo 6 é apresentada uma série de exemplos numéricos relacionados aos capítulos anteriores que servem de roteiro para engenheiros que projetam lajes.

As conclusões e os comentários finais deste trabalho são apresentados no capítulo 7.

1.6 Estudos realizados por outros pesquisadores.

Apresenta-se neste item de forma sucinta os estudos realizados por outros autores sobre o sistema de lajes pré-fabricadas unidirecionais. Para o levantamento destes dados realizou-se pesquisas junto às bibliotecas da Universidade Federal de São Carlos, da Universidade de São Paulo e na INTERNET nos domínios da ABCP e do IBRACON através da consulta de seus bancos de dados com a utilização das palavras chaves aqui apresentadas.

As informações referenciadas mais antigas sobre as lajes pré-fabricadas no Brasil podem ser encontradas em MEDITERRÂNEA. (1992 e 1993) em que a empresa MEDITERRÂNEA PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO através de manual e boletim técnico apresenta uma série de informações sobre o sistema de lajes pré-fabricadas com armadura em treliça, incluindo na publicação tabelas para dimensionamento de armadura longitudinal das nervuras para sistemas simplesmente apoiados, porém sem considerar a fissuração dos elementos. Em relação às lajotas compostas por trilhos só foi possível encontrar folhetos de propaganda de empresas comerciais que já não trabalham mais no mercado e que da mesma forma que as publicações da MEDITERRÂNEA apresentavam tabelas para identificação de altura para as lajes em função de vão e sobrecarga empregada.

DI PIETRO (1993) abordou em sua dissertação de mestrado a tecnologia de execução de lajes pré-fabricadas com vigotas de concreto analisando inclusive a questão de custo. Abordou também a fabricação, comentando as questões de qualidade e industrialização não tendo focado seu trabalho na parte de cálculo.

BOCCHI JR. (1995) apresentou dissertação sobre lajes nervuradas de concreto armado comparando através de um exemplo numérico as pré-moldadas (pré-fabricadas) com as moldadas no local, mostrando que o custo das pré-moldadas é bem inferior. Enfatiza em seu trabalho que o caminhamento correto, desde o projeto até a execução das lajes é fundamental para o bom desempenho das mesmas, de maneira segura e econômica. Além disso analisou as principais recomendações da norma de concreto da época NBR6118 (1980). Finalmente nos exemplos numéricos apresentou o detalhamento das armaduras de flexão.

GASPAR (1997), apresenta trabalho de dissertação que analisa fundamentalmente, de forma experimental e teórica, o aspecto de execução de lajes pré-fabricadas com vigotas treliçadas. Estuda na verdade a questão do escoramento mostrando como pode ser definido o espaçamento entre as escoras. Este assunto é retomado por EL DEBS & DROPPA JÚNIOR (1999) e FORTE et Alli (2000). Assim como o trabalho de GASPAR os dois últimos tiveram caráter experimental mostrando uma tendência em se desenvolver experimentos para caracterizar melhor o sistema. Dentro deste raciocínio CAIXETA (1998) apresentou dissertação de mestrado ensaiando quatro nervuras (com vigotas treliçadas) submetidas à flexão simples tentando caracterizar de forma mais real o comportamento das mesmas. Mostrou a necessidade de se considerar o efeito da fissuração e mostra que a armadura diagonal da treliça de aço que não tem banzo superior ancorado acima da linha neutra praticamente não tem tensão atuante a não ser quando se aproxima do colapso da mesma. Ressalta também a necessidade da introdução de contra-flecha nas nervuras em virtude da baixa rigidez alcançada pelas mesmas.

LIMA (1999) em sua dissertação apresentou estudo experimental de lajes nervuradas porem concretadas no local, em que usou armaduras treliçadas. DROPPA JUNIOR (1999), na dissertação de mestrado abordou com ênfase a análise estrutural de lajes pré-moldadas formadas por vigotas treliçadas considerando a fissuração do concreto. Esta análise foi realizada mediante o modelo de grelha, considerando a não-linearidade do concreto armado utilizando-se a relação momento x curvatura e carregamento incremental. Testou o modelo comparando os resultados teóricos com os de vigas simplesmente apoiadas ensaiadas na Escola de Engenharia de São Carlos. Analisou em seguida sistemas contínuos e lajes bi-direcionais. Este trabalho junto com outros do Grupo de São Carlos abriu caminho para a pesquisa de outros temas tais como redistribuição do momento negativo em sistemas contínuos. Da associação destes dois pesquisadores DROPPA JUNIOR e EL DEBS resultou a publicação de diversos artigos técnicos sobre o assunto como pode ser encontrado na bibliografia.

MAGALHÃES (2001) em sua dissertação de mestrado aborda a continuidade estrutural de lajes pré-fabricadas estudando o valor dos momentos fletores negativos nos apoios destas lajes. Fez análises teórico experimentais. Na análise teórica,

a consideração da não-linearidade física do concreto é realizada a partir do uso da relação momento curvatura proposta pelo código modelo CEB-90 em conjunto com a técnica do carregamento incremental. Os resultados do modelo teórico são confrontados com os resultados obtidos em ensaios experimentais de faixas de lajes contínuas dimensionadas com diferentes graus de redistribuição dos momentos fletores negativos. Estudo similar foi desenvolvido por FURLAN JUNIOR *et alli* (2000) com o trabalho: “Lajes pré-moldadas de concreto: a consideração da plastificação nos valores dos momentos negativos em elementos hiperestáticos e seus efeitos no dimensionamento do pavimento”. Finalmente MERLIN (2002) (já havia participado do trabalho de FURLAN) abordou de forma teórica, em sua dissertação os momentos fletores negativos nos apoios de lajes formadas por vigotas de concreto, neste caso com trilhos protendidos.

PEREIRA (2002) em sua dissertação de mestrado faz um estudo experimental de emendas em vigotas treliçadas. Aborda também práticas de usuários do sistema de lajes pré-fabricadas trazendo uma série de informações importantes sobre questões de patologia obtidas através de levantamento junto a fabricantes de lajes.

Além destes trabalhos o Grupo da UFSCar desenvolveu alguns estudos experimentais exploratórios e diversos estudos teóricos visando, em princípio, as lajes pré-fabricadas unidirecionais tais como o de MESQUITA *et alli* (1999) em que basicamente corrigia as tabelas apresentadas pela MEDITERRÂNEA; SILVA *et alli* (2000) que analisou, baseado em valores experimentais o espaçamento de escoras em lajes pré-moldadas com nervuras do tipo trilho; FLÓRIO *et alli* (2001) que desenvolveu estudo experimental exploratório sobre vigotas pré-moldadas e nervuras de concreto armado para execução de lajes unidirecionais; ROGGE *et alli* (2000) realizou estudo experimental da deformação ao longo do tempo de lajes com nervuras pré-moldadas.; PEIXOTO *et alli* (2002) estudou os efeitos da vibração mecânica e cura controlada do concreto no comportamento à flexão de lajes com vigotas pré-moldadas; BUSCARIOLO *et alli* (2003) apresentou um estudo experimental do comportamento da região das mesas de lajes com nervuras parcialmente pré-moldadas: Consideração da punção.

CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A EXECUÇÃO DE LAJES PRÉ-FABRICADAS

2 Capítulo

2.1 Introdução

Segundo o item 14.7.7 da NBR 6118 (2003) as “lajes nervuradas são lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração é constituída por nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte”. Acrescentando-se ainda que onde o texto da Norma refere-se a nervura pré-moldada, neste trabalho por vezes é denominado vigota pré-moldada, pois somente parte da nervura é pré-moldada.

2.1 Descrição das lajes nervuradas

Para ilustrar o uso das lajes nervuradas pré-fabricadas segue-se o raciocínio descrito nas notas de aulas de CARVALHO e FIGUEIREDO (2001) em que os autores fazem uma comparação entre o comportamento estrutural de lajes maciças e nervuradas.

A laje maciça apresenta um comportamento estrutural bastante eficiente, principalmente, quando se deseja projetar pavimentos com forma, em planta, retangular

e com as duas dimensões da mesma ordem de grandeza. Considerando, por exemplo, um pavimento quadrado em que se projeta uma laje maciça com os lados de dimensões iguais a “b” e simplesmente apoiada (a rotação nas bordas é suposta livre, não impedida) em paredes (deslocamentos impedidos na vertical), pode-se, a partir da carga p (uniformemente distribuída) atuante, calcular o momento e flecha usando a teoria de placa de pequena espessura, cuja solução é amplamente conhecida. Usando as tabelas encontradas também em CARVALHO e FIGUEIREDO (2001), os valores do momento fletor máximo (por metro) e a flecha são dados respectivamente pelas equações 2.1 e 2.2:

$$m_x = 0,0441pb^2 \quad \text{Eq. 2.1}$$

$$a = 0,0467 \frac{pb^4}{Eh^3} \quad \text{Eq. 2.2}$$

Com:

m_x - valor do momento fletor na direção x por faixa de um metro da laje

p -carga uniformemente distribuída por superfície

b - dimensão da laje em planta

a - valor da flecha da placa

E - módulo de elasticidade do concreto

h - espessura da placa

Considerando que o mesmo piso fosse executado com elementos de concreto armado da mesma espessura que a placa, porém cada elemento com a largura de um metro e independente, por exemplo, com elementos pré-moldados, os valores do momento fletor e flecha podem ser obtidos pela teoria de viga. Assim cada elemento com largura de um metro, espessura h e valor de vão igual a b terá os valores de momento e flecha dados pelas equações 2.3 e 2.4

$$m_v = 0,125 pb^2 \quad \text{Eq. 2.3}$$

$$a_v = 0,15625 \frac{pb^4}{Eh^3} \quad \text{Eq. 2.4}$$

Com:

m_v - valor do momento fletor na viga

p - carga uniformemente distribuída por metro na viga

b - valor do vão da viga

a_v - valor da flecha da viga

h - altura da viga

Como se vê a laje, por ter o comportamento de placa, ou seja, um elemento que apresenta ações significativas em duas direções, está submetida, a esforços solicitantes mais baixos que o elemento do tipo viga, embora necessite de armadura disposta em duas direções. Também o estado de deformação é menor que o da viga e principalmente o valor da flecha da laje.

Estas vantagens diminuem bastante quando um dos lados do pavimento é igual a duas vezes o outro. Nesta situação os valores de momento e flecha seriam (considerando b o valor do menor lado) os apresentados na tabela 2.1.

TABELA 2.1 – Valores de Momento fletor e flecha para uma viga e uma placa que compõem um piso de lados iguais $a: b$ e $2b$

	Placa (laje)	Viga
MOMENTO	$m_x = 0,10 pb^2$	$m_v = 0,125 pb^2$
FLECHA	$a = 0,1168 \frac{pb^4}{Eh^3}$	$a_v = 0,15625 \frac{pb^4}{Eh^3}$

Considera-se inclusive que no limite, quando um lado da placa for muito maior que o outro, o comportamento da mesma passa a ser de uma viga, ou uma laje armada em uma direção, ou seja, os esforços na menor direção passam a ser praticamente iguais aos obtidos com o da teoria de viga.

Exatamente pela vantagem da laje maciça apresentar menor deformação e esforços relativamente pequenos é que durante muito tempo optou-se por projetar

pisos com este sistema estrutural. A execução dos mesmos também é bastante simples e rápida depois de montado o tabuleiro de formas. Em relação ao custo elevado da forma, procura-se fazer projetos, sempre que possível, de edificações com pavimentos tipo, ou seja, pavimentos com a mesma geometria para poder se usar a mesma forma várias vezes diminuindo seu custo final.

De qualquer forma para pequenos vãos, pelo menos no estado limite último, boa parte do concreto da laje maciça pouco contribui na resistência à flexão. Para que isto fique claro considere-se que a laje quadrada descrita anteriormente tenha lado de 4 m, espessura de 7 cm, e esteja submetida a uma ação de carga acidental de 2 kN/m². Considerando estes valores chega-se a um momento máximo igual à $m_x=(0,07 \times 25+2) \cdot 4^2 \cdot 0,0441=2,646 \text{ kN.m/m}$. Considerando um concreto $f_{ck}=20 \text{ MPa}$, aço CA50 e altura útil de 5,5 cm e usando o formulário do capítulo 3 do livro de CARVALHO e FIGUEIREDO (2001) (ou anexo I), obtém-se para valor da distância da linha neutra e área de aço: respectivamente 0,92 cm e 1,63 cm². O valor da armadura é pequeno porém é preciso lembrar que na outra direção será necessária a mesma quantidade de armadura, ou seja, é como se usasse 3,26 cm² mas com apenas 9,2 mm de concreto comprimido.

A partir dos resultados anteriores surge a idéia de considerar nervuras, ou seja, retirar ou substituir parte da região de concreto abaixo da linha neutra por material leve. Imaginando a seção indicada na figura 2.2 (usando-se neste caso formas para evitar o concreto na parte inferior) obtém-se para a seção transversal de uma faixa de um metro uma área de concreto de 0,0364 m² contra 0,07 m² da laje maciça (figura 2.1) e assim um momento de $m_v=(0,0364 \cdot 25+2) \cdot 0,125 \cdot 4^2=5,82 \text{ kN.m}$, uma linha neutra de 1,7 cm (menor que a espessura da mesa de 3cm) e armadura de 3,9 cm². Usando a solução de laje nervurada unidirecional haveria uma economia de concreto, mas com um ligeiro aumento do consumo da armadura. Na medida que o vão for aumentando ou então que o pavimento a ser projetado tiver uma relação entre os lados maior que dois o uso de um sistema nervurado irá se tornar mais interessante sob do ponto de vista econômico e também por conduzir a um sistema com menor peso próprio.

Nas figuras 2.1 e 2.2 são apresentadas as plantas do piso de 4x4m com a solução em laje maciça e nervurada em uma direção. Para melhorar o funcionamento da laje nervurada pode-se optar por uma laje nervurada nas duas direções como a mostrada na figura 2.3 que teria como inconveniente apenas a maior dificuldade na execução das nervuras.

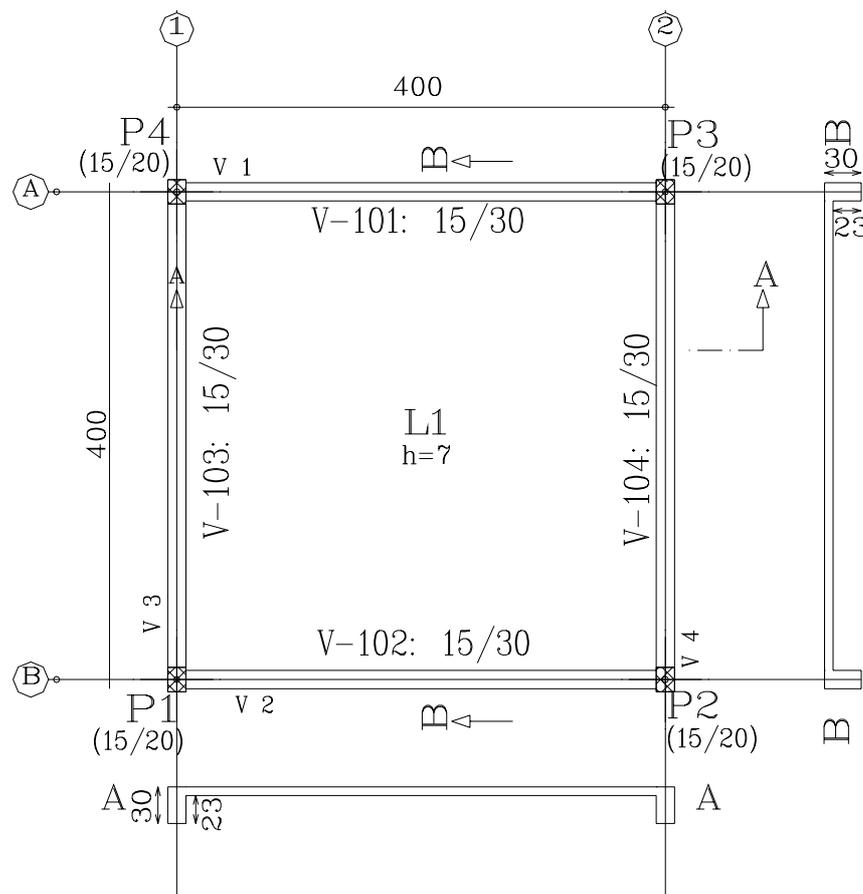


FIGURA 2.1 Pavimento com forma em planta quadrada solução laje maciça

Portanto a laje nervurada, é um sistema estrutural onde se procura afastar o concreto da seção transversal da linha neutra aumentando a altura da laje o que proporciona um maior braço de alavanca, formando um conjunto de nervuras, em uma ou duas direções com espaçamentos uniformes entre si. Para fins de análise, o sistema pode ser comparado a uma grelha de barras uniformemente espaçadas.

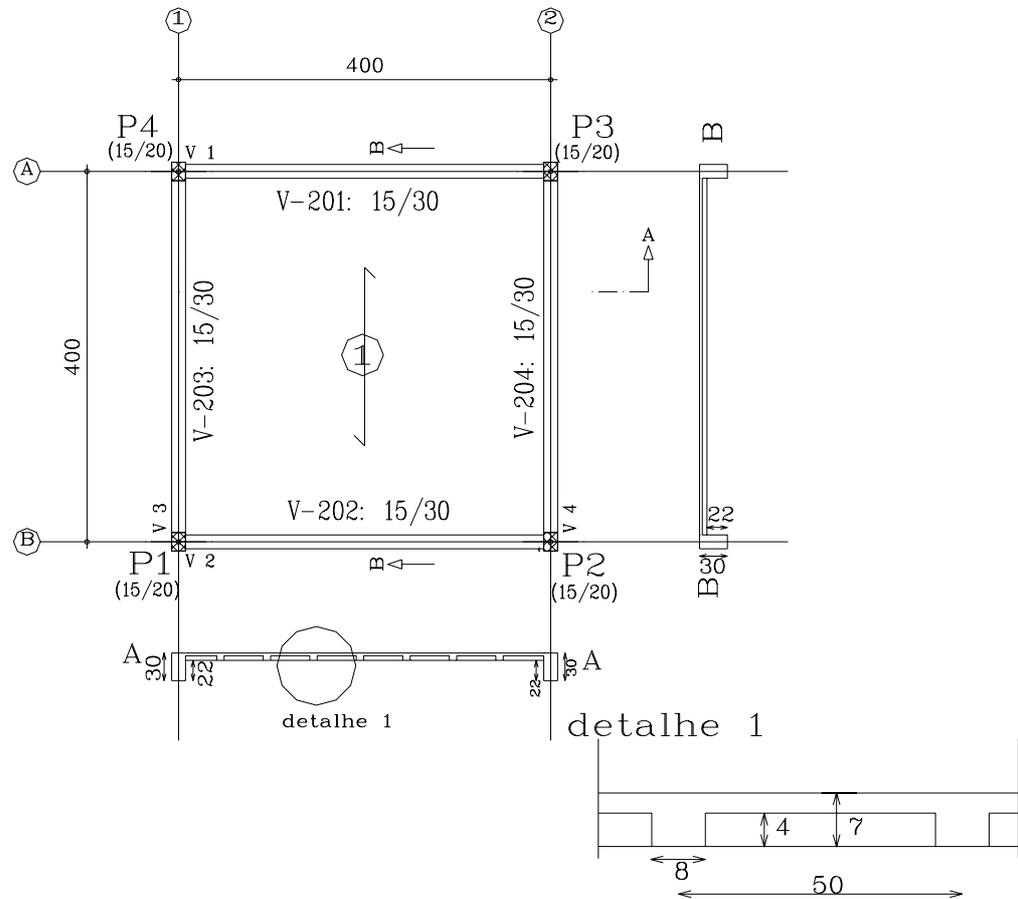


FIGURA 2.2 Pavimento com forma quadrada solução com laje nervurada em uma direção

Na discussão feita anteriormente, em que se mostrou a vantagem de uma laje nervurada em relação à maciça, todo o raciocínio foi desenvolvido em torno do estado limite último. Na questão da deformação a laje nervurada apresenta, se considerarmos a peça trabalhando no estágio I (sem fissuração), uma flecha maior. Assim, de uma maneira geral quando se projeta uma laje nervurada considera-se sempre uma altura maior que a correspondente maciça para que a inércia final da seção transversal confira uma flecha adequada. Em outras palavras em um pavimento quadrado de lado de 4m, no caso de se projetar uma laje maciça usa-se por exemplo uma espessura final de 7 cm. Para a solução de laje nervurada unidirecional pode-se usar nervuras espaçadas de, por exemplo, 50 cm, com largura de 8 cm, altura final de 10 cm e altura de capa de 3 cm como indica a figura 2.4.

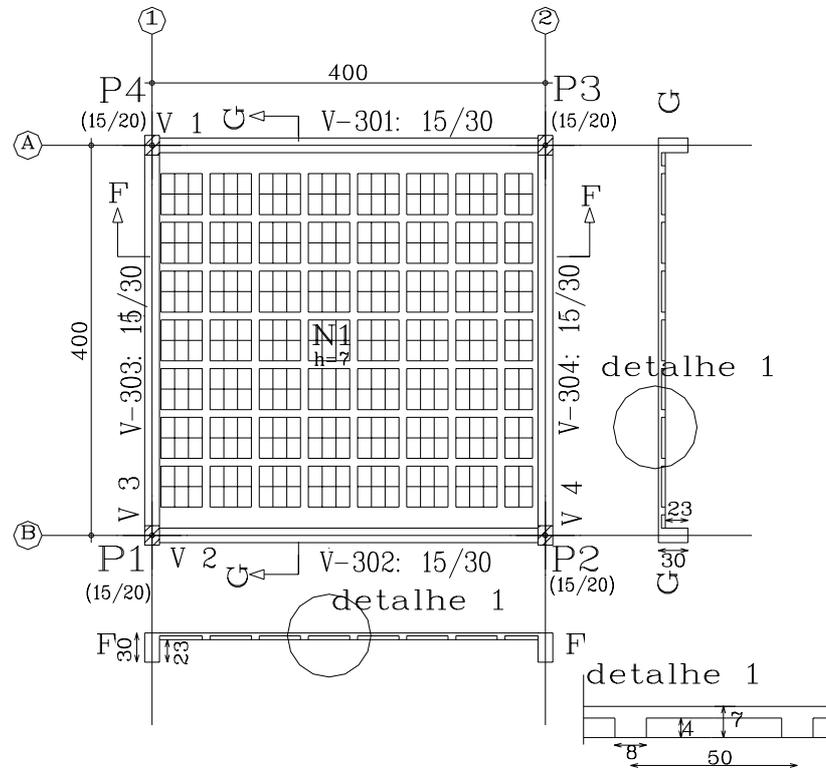


FIGURA 2.3 Pavimento com forma quadrada solução com laje nervurada em duas direções

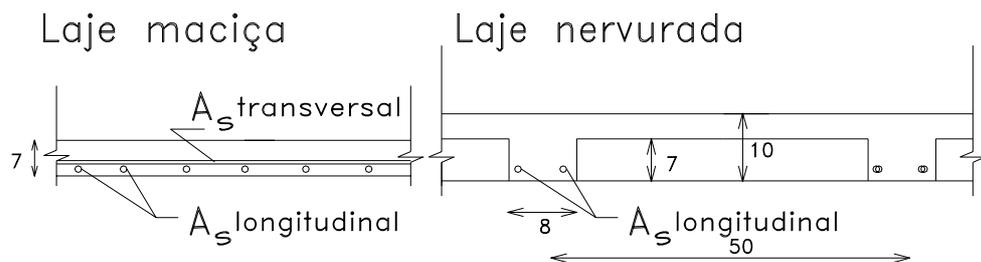


FIGURA 2.4 Seções transversais para utilizar em um pavimento quadrado com solução com laje maciça e nervurada em uma direção (cotas em cm).

A solução de laje nervurada embora seja mais econômica em relação ao consumo de concreto do que a laje maciça poderia representar um alto consumo de fôrmas, necessárias para se fazer o molde de todas as nervuras. Este inconveniente pode ser superado com a utilização de moldes reaproveitáveis (Figura 2.5.a), materiais de enchimento que podem ficar incorporados à laje, como os blocos de concreto, concreto celular e cerâmico (Figura 2.5b, c e d) ou com a utilização de blocos de EPS. Em todos

estes casos persiste, em princípio, a execução de um tablado de madeira para depois ser colocado sobre ele os materiais de enchimento, armadura e finalmente executar a concretagem das nervuras. Além de se evitar as formas nas faces laterais das nervuras e face inferior da mesa obtém-se, pelo menos nos casos b, c e d da figura 2.5, uma superfície inferior plana, melhorando o aspecto final de acabamento.

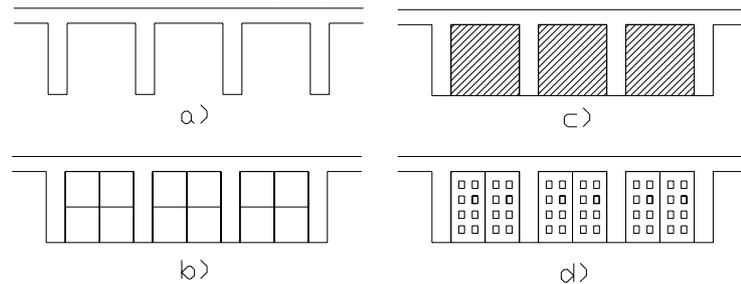


FIGURA 2.5 Seções transversais de lajes nervuradas com as formas e materiais empregados: a) forma reutilizável; b) blocos de concreto; c) blocos de concreto celular; d) tijolos cerâmicos furados.

Uma possibilidade para evitar o tablado de madeira é empregar elementos (vigotas) pré-moldadas, como é mostrado nas figura 2.6.

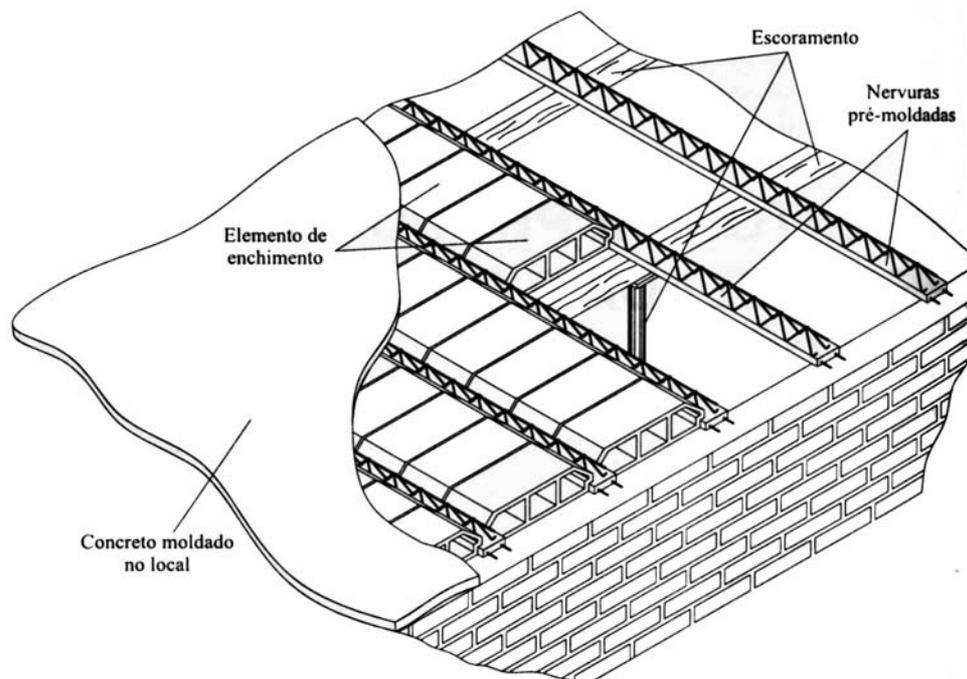


FIGURA 2.6 Laje formada por nervuras pré-moldadas, EL DEBS (2000)

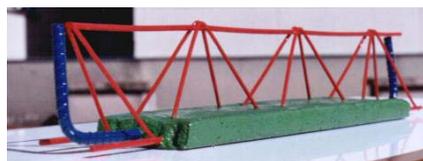
2.2 Lajes nervuradas pré-fabricadas

As lajes com vigotas pré-fabricadas, como o nome já caracteriza, são sistemas formados por nervuras cujas vigotas (parte da nervura) são pré-moldadas de concreto armado (trilho ou treliça) espaçadas de maneira uniforme por lajotas (normalmente cerâmicas ou de outros materiais como o EPS) e cobertas por uma capa de concreto moldada no local, cuja função é garantir a distribuição dos esforços atuantes no elemento, aumentar sua resistência à flexão e nivelar o piso. Desse modo a função da vigota, quando da execução da concretagem da capa, é resistir a ação do seu peso próprio, das lajotas cerâmicas ou materiais de enchimento, do concreto da capa e dos equipamentos utilizados para a concretagem (carrinhos ou gericas).

A norma NBR 14859-1 (2002) no item 3.1 define vigotas pré-fabricadas como elementos estruturais constituídos por concreto estrutural, executadas industrialmente ou no próprio canteiro de obra, mas fora do local definitivo de utilização, sob rigorosas condições de controle de qualidade. Parcialmente ou totalmente envolvida pelo concreto estrutural encontra-se a armadura que irá constituir a armadura inferior de tração da laje, integrando parcialmente a seção de concreto da nervura longitudinal. Destacando-se três tipos: treliça, trilho e trilho protendido. Nos itens seguintes serão definidos e descritos os três tipos de vigotas citados.

2.2.1 Vigota tipo treliça (VT)

A vigota treliçada (foto 2.1) é formada por uma placa (sapata) de concreto que envolve parcialmente ou total mente a armadura treliçada (conforme NBR 14862 (2002)) e quando for necessário pode ser complementada com armadura passiva inferior de tração que ficaria totalmente envolvida pelo concreto da nervura. São utilizadas para compor as lajes treliçadas (LT).



FOTOGRAFIA 2.1 Tipo treliça (VT) (www.puma.com.br)

Os parâmetros que definem a laje com vigota treliçada mostrados na figura 2.7 são os seguintes:

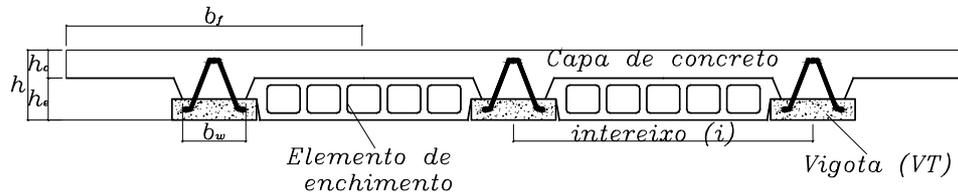


FIGURA 2.7 Corte em laje confeccionada a partir de vigotas do tipo treliça

- Altura total da laje (h).
- Espessura da capa de concreto (h_c).
- Intereixo de nervuras (i).
- Espessura das nervuras (b_w).
- Tipo de material de enchimento (figura 2.8).
- Altura da vigota (h_e).

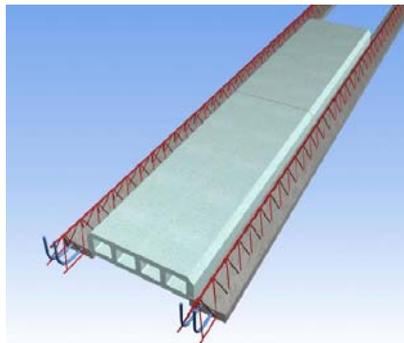


FIGURA 2.8 Vigotas em treliças e elementos de enchimento utilizados para confecção de lajes; retirada do site www.puma.com.br.

A armadura treliçada é constituída de um fio de aço no banzo superior, interligado por dois fios de aço laterais em diagonal (sinusóide) a dois fios de aço no banzo inferior (Figura 2.9).

A altura da treliça pode variar entre 7 e 25 cm. O passo do sinusóide normalmente é de 20 cm e a distância entre as duas barras do banzo inferior é

geralmente igual a 8 cm. Uma das maneiras de se designar as treliças é o código TR seguido dos seguintes dígitos: um ou dois para representar a altura, e três dígitos para representar a bitola em mm do banzo superior, sinusóide e banzo inferior, respectivamente, sem casas decimais.

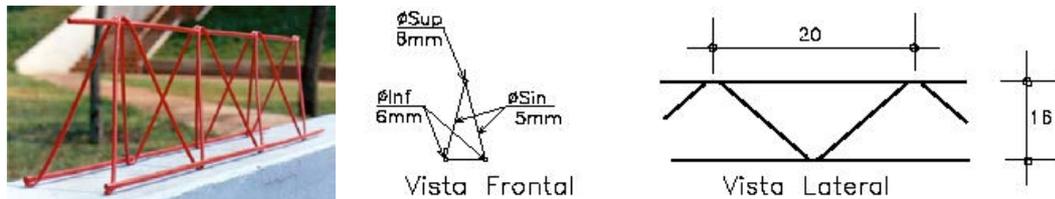


FIGURA 2.9 a)armadura da treliça e b)suas dimensões(www.puma.com.br)

Desta forma o código TR16856, designa uma treliça de 16 cm de altura, com 1 fio de 8 mm no banzo superior, sinusóides de 5,0 e dois fios de 6,0 mm no banzo inferior. A fim de garantir uma rigidez mínima à treliça, a norma prescreve uma bitola mínima para o fio do banzo superior, conforme a altura da treliça, dada pela tabela 2.2.

TABELA 2.2- bitola mínima para o fio do banzo superior, conforme a altura da treliça

<i>HT (altura total)</i>	<i>ϕ_{Sup} (diâmetro da barra superior)</i>
8,0 a 11,0 cm	6,0 mm
12,0 a 20,0 cm	7,0 mm
21,0 a 30,0 cm	8,0 mm

2.2.2 Vigota tipo trilho (VC)

É uma vigota de concreto armado com seção usualmente no formato de um “T” invertido (foto 2.2) com armadura passiva totalmente envolvida pelo concreto, utilizada para compor as lajes de concreto armado (LC). Sendo os parâmetros que definem a laje confeccionada com vigotas tipo trilho os mesmos da laje tipo treliça (figura 2.10).



FOTOGRAFIA 2.2 Tipo trilho (VC)

(www.puma.com.br)

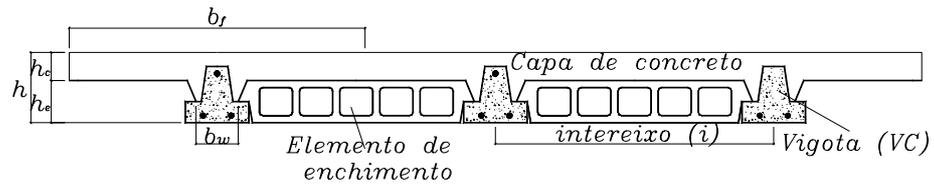


FIGURA 2.10 Corte em laje confeccionada a partir de vigotas do tipo trilho

2.2.3 Vigota tipo trilho protendido (VP)

Semelhante à vigota de concreto armado com seção “T” invertido, mas com armadura ativa pré-tensionada também totalmente envolvida pelo concreto da vigota, utilizadas para compor as lajes de concreto protendido (LP) (figura 2.11).

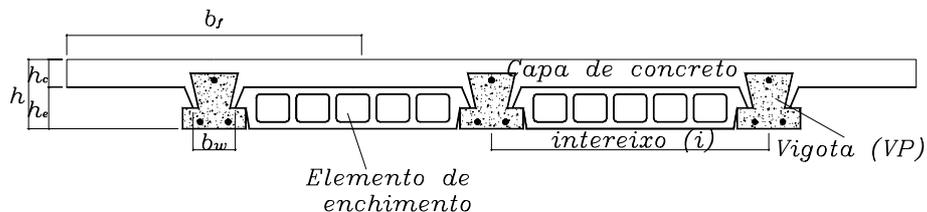


FIGURA 2.11 Corte em laje confeccionada a partir de vigotas do tipo trilho protendido

A NBR6118/03 (2003) também prescreve que:

A mesa deve ter espessura maior ou igual a 1/15 da distância entre nervuras e não menor que 3 cm, quando não houver tubulações horizontais.

Existindo tubulações embutidas de diâmetro máximo 12,5 mm, o valor mínimo absoluto deve ser 4 cm.

A espessura das nervuras não deve ser inferior a 5 cm e nervuras com espessura menor que 8 cm não devem conter armadura de compressão.

Para projeto de lajes nervuradas devem ser obedecidas as seguintes condições:

- Para laje com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 60 cm, pode ser dispensada a verificação de flexão da mesa, e para a verificação do

cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;

- Para laje com espaçamento entre eixos de nervuras entre 60 e 110 cm, exige-se a verificação de flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas, permitindo essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for menor que 90 cm e a espessura média das nervuras for maior que 12 cm.
- Para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maiores que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando seus limites mínimos de espessura.

O elemento do tipo trilho (foto 2.2), embora tenha rigidez inferior à da treliça (foto 2.1), só necessita de um conjunto de fôrmas adequadas para ser executado, o mesmo não ocorre no outro caso em que é preciso, em geral, comprar a armadura treliçada, sendo, portanto, apropriado para ser empregado em regiões em que a armadura em forma de treliça não é encontrada ou tem preço não competitivo. O elemento do tipo trilho pode ser feito com protensão permitindo vencer vãos livres maiores.

A configuração do sistema com treliças permite a confecção de lajes nervuradas em uma (figura 2.2) ou em duas direções (figura 2.3 e 2.12). O primeiro caso, também é chamado de sistema unidirecional, enquanto que o segundo é denominado por sistema bidirecional. As lajes armadas em duas direções apresentam um comportamento estrutural mais eficiente que as lajes unidirecionais, pois o posicionamento de nervuras em duas direções diminui os valores dos esforços e deslocamentos, diminuindo conseqüentemente a altura da laje e o volume de concreto e armadura necessários, embora, já ressaltado anteriormente, aumentando as etapas de execução.

A melhoria do comportamento ao se usar as nervuras nas duas direções é mais notada se a relação entre os vãos em direções ortogonais não for superior a 2, pois

caso contrário, seria mais interessante usar o sistema unidirecional com as nervuras na direção do menor vão. (exemplo de planta de um projeto bidirecional na figura 2.13).

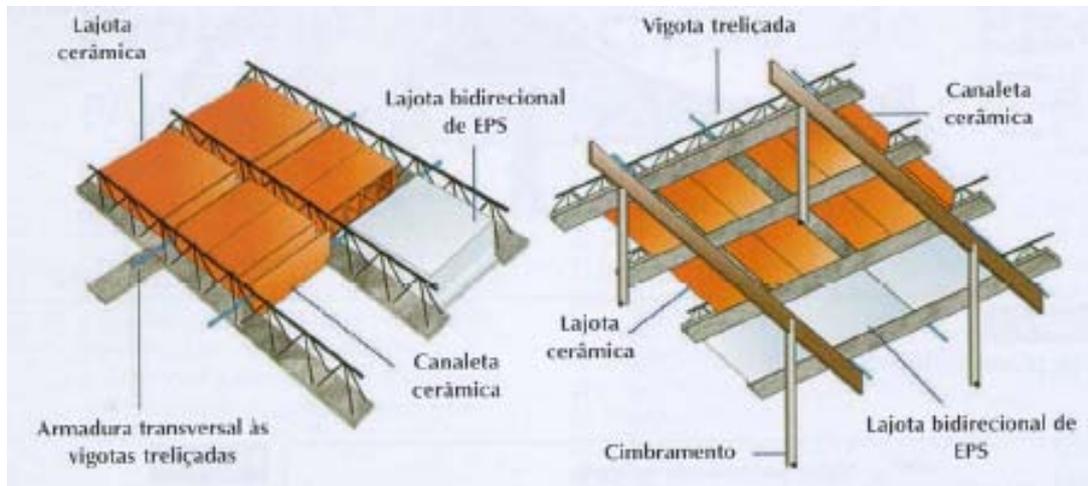


FIGURA 2.12 Laje pré-moldada armada em duas direções, Revista Técnica 68

Embora no sistema unidirecional as nervuras sejam colocadas em uma única direção, a correspondente ao vão menor, a antiga NBR 6118 (1980) recomenda o uso de nervuras transversais colocadas com a finalidade de travamento ou distribuição de cargas lineares atuantes perpendiculares às nervuras principais, mesmo com a existência destas nervuras transversais o sistema é denominado de unidirecional. Esta recomendação foi retirada do texto da nova NBR 6118(2003)

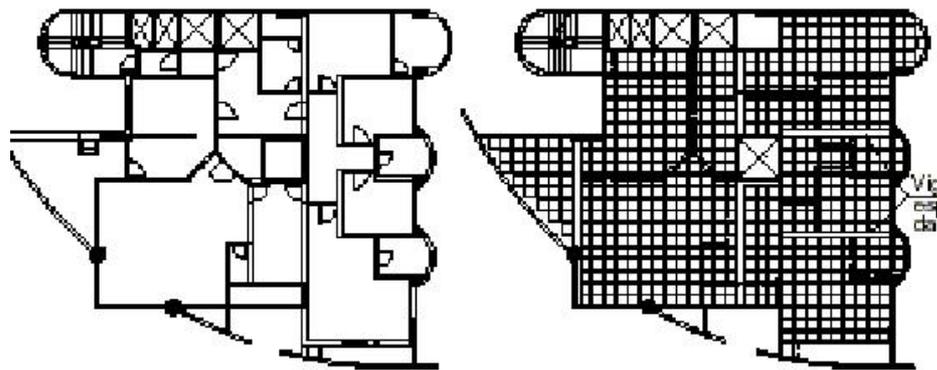


FIGURA 2.13 Planta de arquitetura e formas de um edifício em que se usou lajes pré-moldadas bidirecionais (manual da Associação dos Fabricantes de Laje de São Paulo).

2.3 Materiais Empregados

Os elementos constituintes de uma laje pré-moldada são os seguintes:

- a) Elemento pré-moldado (já definidos anteriormente);
- b) Concreto lançado in-loco para aderência com as nervuras e confecção da capa;
- c) Material de enchimento inerte;
- d) Armadura complementar.

A seguir são descritas as características desses materiais utilizados na confecção dessas lajes.

2.3.1 Concreto

O concreto utilizado em estruturas teve, durante muito tempo, como único parâmetro sua resistência característica, chamada de f_{ck} . Atualmente devido à preocupação maior com a durabilidade e funcionabilidade da estrutura, passou-se a preocupar com outros parâmetros do concreto como: seu módulo de elasticidade, E_c , seu índice de vazios, e outros pois na realidade o f_{ck} pode ser apenas um indicativo do E_c . Como exemplo de que o valor do f_{ck} é só indicativo tem-se os ensaios realizados por PEIXOTO (2002), onde se obteve peças de rigidezes à flexão totalmente diferentes mudando apenas o processo de vibração em protótipos executados com o mesmo concreto e portanto com mesmo valor f_{ck} encontrado nos ensaios de resistência a compressão. Com isso a tendência, em médio prazo, é especificar um concreto com mais parâmetros, além da resistência a compressão característica. No momento continua a se especificar somente este parâmetro, mas garantindo um valor mínimo para o mesmo de tal forma que, indiretamente se garanta também valores mínimos para outras variáveis que influem na durabilidade do concreto. A norma NBR 6118(2003) especifica para o concreto estrutural o valor mínimo de 20 MPa (200 Kgf/cm²), devendo ser composto de cimento, areia grossa, brita 1 e relação água cimento de acordo com o item 7.4.2 da NBR 6118 (2003) que fornece uma tabela semelhante à tabela 2.3. O diâmetro máximo do agregado não deve ser superior a 1/3 da espessura da capa.

Tabela 2.3 Correspondência entre classe de agressividade e relação água/cimento

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 2.4)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimentos em massa	CA	≤0,65	≤0,60	≤0,55	≤0,45
	CP	≤0,60	≤0,55	≤0,50	≤0,45

NOTAS

1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655.

2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

2.3.1.1 Cobrimento

A durabilidade das estruturas de concreto armado depende da qualidade e da espessura do concreto de cobertura das armaduras. Cobrimento mínimo é a menor distância livre entre uma face da peça e a camada de barras mais próxima dessa face (inclusive estribos) e tem por finalidade proteger as barras tanto da corrosão como da ação do fogo. Para isso, além do cobrimento adequado, é importante que o concreto seja bem compactado.

Um dos itens que mais se diferem entre a antiga NBR 6118/80 e sua versão atualizada NBR 6118/03 é o referente ao cobrimento. A antiga Norma prescrevia que as barras da armadura inclusive de distribuição, de montagem e estribos, devem ter cobrimento de concreto pelo menos igual ao seu diâmetro, mas não menor que 0,5 cm para concreto revestido com argamassa de espessura mínima de 1 cm, em lajes no interior de edifícios.

Já a nova NBR 6118/03 no item 7.4.7.2 prescreve o seguinte sobre o cobrimento: “deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado e que se constitui num critério de aceitação. Para garantir o cobrimento mínimo (c_{\min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo

(c_{\min}) acrescido da tolerância de execução (Δ_c). Assim as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais”, A tabela 2.5 mostra os valores de c_{\min} para $\Delta_c = 5,0$ mm, quando existe um adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância de variação de medidas, e este é o caso das vigotas pré-moldadas pode-se reduzir o valor de Δ_c para 5,0 mm. A tabela 2.5 mostra a correspondência entre o cobrimento nominal e a classe de agressividade apresentada na tabela 2.4.

TABELA 2.4 Classes de agressividade ambiental. Classe de agressividade

	Agressividade	Ambientes para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana 1),2)	Pequeno
III	Forte	Marinha 1)	Grande
		Industrial 1),2)	
IV	muito forte	Industrial 1), 3)	Elevado
		Respingos e maré	

1) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

2) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

TABELA 2.5 Correspondência entre a classe de agressividade e cobrimento nominal para $\Delta_c = 5,0$ mm (adaptada da NBR 6118/03)

Tipo de Estrutura	Componente ou elemento	classe de agressividade ambiental (ver tabela 2.4)			
		I	II	III	IV ⁽³⁾
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje ⁽²⁾	15	20	30	40
	Viga/Pilar	20	25	35	45
Concreto Protendido ⁽¹⁾	Todos	25	30	40	50

(1) Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

(2) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos, e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas pelo item 7.4.7.5 da NBR 6118/03 que prescreve: a) $c_{\text{nom}} \geq \phi$ barra; b) $c_{\text{nom}} \geq \phi$ feixe; c) $c_{\text{nom}} \geq 0,5 \phi$ bainha, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

(3) Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos deve-se ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Ou seja de acordo com a nova NBR 6118(2003), o cobrimento para uma laje pré-moldada localizada em um ambiente urbano classe de agressividade II (agressividade moderada com pequeno risco de deterioração da estrutura), considerando uma tolerância de execução (Δ_c) de 5mm pois trata-se de um elemento pré-moldado com rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, seria de 20 mm, valor que deixa praticamente todas as vigotas pré-moldadas existentes no mercado fora das especificações da Norma. A adequação obriga os fabricantes de vigotas a adaptarem seu produto. Essa adaptação não é fácil, pois envolve mudanças nas características geométricas das peças já que a nova Norma exige um cobrimento de 2,0 cm, valor difícil de ser alcançado em uma peça de 3,0 cm onde esta embutida a armadura (como é o caso das vigotas pré-moldadas), as dimensões das vigotas teriam que aumentar e com isso os fabricantes de materiais de enchimento também teriam que modificar as dimensões de seus produtos, garantindo assim o perfeito encaixe entre os componentes das lajes nervuradas pré-fabricadas (figura 2.14).

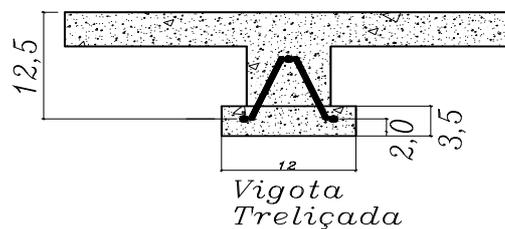


FIGURA 2.14 Modificações na seção para garantir o cobrimento

2.3.2 Material de enchimento

O material de enchimento não é considerado um material estrutural no contexto da laje. A princípio qualquer produto inerte pode ser utilizado para essa função. Apesar de não ser necessário para a resistência da laje, a boa qualidade deste material é importante para a segurança durante a fase de montagem e moldagem da laje, pois os blocos de enchimentos são responsáveis por transferir o peso do concreto ainda fresco às vigotas que se apóiam sobre as linhas de escora. Assim sendo torna-se necessário que uma unidade do elemento de enchimento resista a uma carga de 1,0 kN ou seja o suficiente para suportar esforços de trabalho durante a montagem e

concretagem da laje. Para os elementos de enchimento com 7,0 e 8,0 cm de altura, admite-se a redução desse valor para 0,7 kN.

Durante muito tempo o material de enchimento mais utilizado foi a lajota cerâmica (figura 2.15). Hoje em dia o uso de EPS (figura 2.16) está se popularizando devido ao seu baixo peso e a facilidade de recorte para se adaptar a qualquer geometria dos vazios. O intereixo no caso de lajotas cerâmicas é menor devido à pequena largura destes blocos.

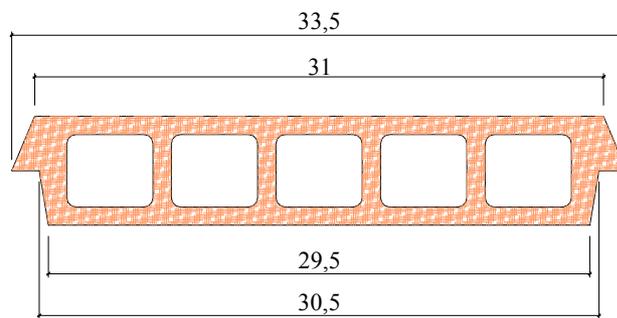


FIGURA 2.15–Lajotas cerâmicas, exemplo de dimensões

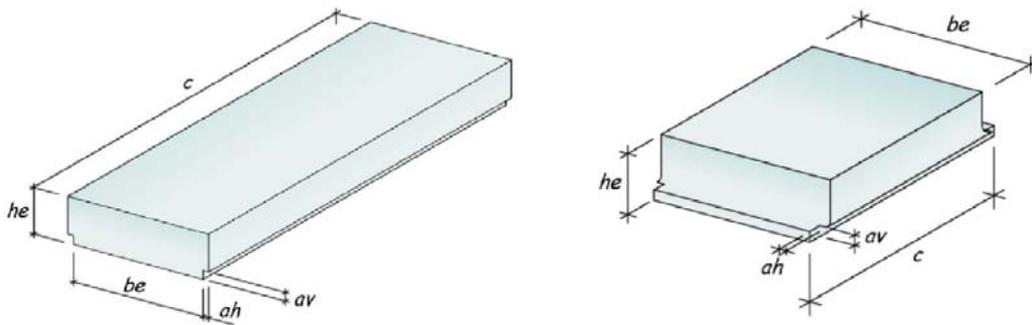


FIGURA 2.16– Blocos de EPS, a) para lajes unidirecionais, b) para lajes bidirecionais, (www.puma.com.br)

Em função das alturas padronizadas dos elementos de enchimento, as alturas totais das lajes pré-fabricadas estão prescritas na tabela 2.6.

TABELA 2.6 Alturas totais das lajes pré-fabricadas em função das alturas padronizadas dos elementos de enchimento

Altura do elemento de enchimento (h_e)	Altura total da laje
7,0	10,0 ; 11,0 ; 12,0
8,0	11,0 ; 12,0 ; 13,0
10,0	14,0 ; 15,0
12,0	16,0 ; 17,0
16,0	20,0 ; 21,0
20,0	24,0 ; 25,0
24,0	29,0 ; 30,0
29,0	34,0 ; 35,0

2.3.3 Armadura complementar ou adicional

Armadura adicionada na obra, quando dimensionada e disposta de acordo com o projeto da laje, pode ser:

- longitudinal (S_{ct}): armadura admissível apenas em lajes treliçadas, quando da impossibilidade de integrar na sapata de concreto toda a armadura inferior de tração necessária.
- transversal (S_T): armadura que compõe a armadura das nervuras transversais.
- de distribuição (S_d): armadura posicionada na capa de concreto nas direções transversal e longitudinal, quando necessária, para a distribuição de tensões oriundas de cargas concentradas e para controle de fissuração.
- superior de tração (S_{st}): armadura disposta sobre os apoios nas extremidades das vigotas, no mesmo alinhamento das nervuras longitudinais e posicionada na capa. Proporciona a continuidade das nervuras longitudinais com o restante da estrutura, o combate à fissuração e a resistência ao momento fletor negativo.

2.4 Vantagens e desvantagens dos sistemas de lajes pré-moldadas

Em comparação com os sistemas de lajes maciças e lajes nervuradas, as pré-moldadas apresentam principalmente para edificações de pequeno porte diversas vantagens, relatadas a seguir.

- **Facilidade de execução**

As lajes pré-moldadas são de fácil manuseio e montagem permitindo dessa maneira serem executadas mesmo por operários pouco preparados e, se bem dimensionadas e executadas, comportam-se adequadamente e com segurança.

- **Versatilidade**

As lajes com nervuras pré-moldadas são versáteis, pois possibilitam uma ampla variedade de aplicações, desde construções complexas como pontes, viadutos, fábricas, até as mais simples como edifícios de apartamentos, edifícios comerciais e escolares, galpões, residências, etc.

- **Diminuição de escoramentos e eliminação de fôrmas**

A quantidade de escoras necessárias para sua execução é menor do que seria em lajes maciças similares, pois dependendo da sua altura, as nervuras pré-moldadas têm rigidez que permite vencer vãos da ordem de 1 m a 2 m e o peso próprio final deste sistema é menor que o das lajes maciças.

Os blocos de enchimento com dimensões apropriadas se apóiam sobre as nervuras, formando um plano que serve de fôrma para a concretagem da capa, dispensando o uso das tradicionais fôrmas de madeira.

- **Redução de custos da estrutura**

A grande quantidade de materiais industrializados (nervuras, elementos de enchimento e até mesmo o concreto) empregados neste sistema acarreta em uma pequena perda de materiais, se comparado a um sistema de lajes totalmente moldadas no local.

O sistema pode apresentar menor volume de concreto e armaduras, entre todos aqueles que possam ser utilizados para um projeto semelhante, o que representa uma significativa redução do peso próprio da laje, de modo que as suas vigas de sustentação podem ter dimensões menores, bem como os pilares e mesmo as fundações.

- **Desvantagens**

Como principais desvantagens apresentadas pelos sistemas de lajes com vigotas pré-moldadas, podem ser destacadas a dificuldade na execução das instalações prediais nas lajes com nervuras tipo trilho, os valores dos deslocamentos transversais, que são bem maiores que os apresentados pelas lajes maciças e o carregamento apenas em uma direção, no caso de unidirecional, nas vigas de contorno.

2.5 Montagem e concretagem das lajes no local

Durante a montagem das lajes pré-fabricadas a estrutura esta submetida aos esforços oriundos do peso próprio das vigotas pré-moldadas, dos elementos de enchimento, dos operários e durante a concretagem também tem que resistir ao peso dos equipamentos e o peso do concreto que irá formar a capa e o restante da nervura, que ainda não foi espalhado formando concentrações de carregamento em algumas regiões.

Por não contar com a resistência conferida pela capa há a necessidade em geral de existir escoramento (cimbramento), permitindo que a laje suporte as cargas. O valor das distâncias entre escoras é discutido no item 2.8. Essas escoras devem estar apoiadas sobre base firme, bem contraventadas, permitindo a aplicação de contra-flecha se for necessário.

A seguir apresenta-se as etapas para a execução de pavimentos de lajes (figura 2.17):

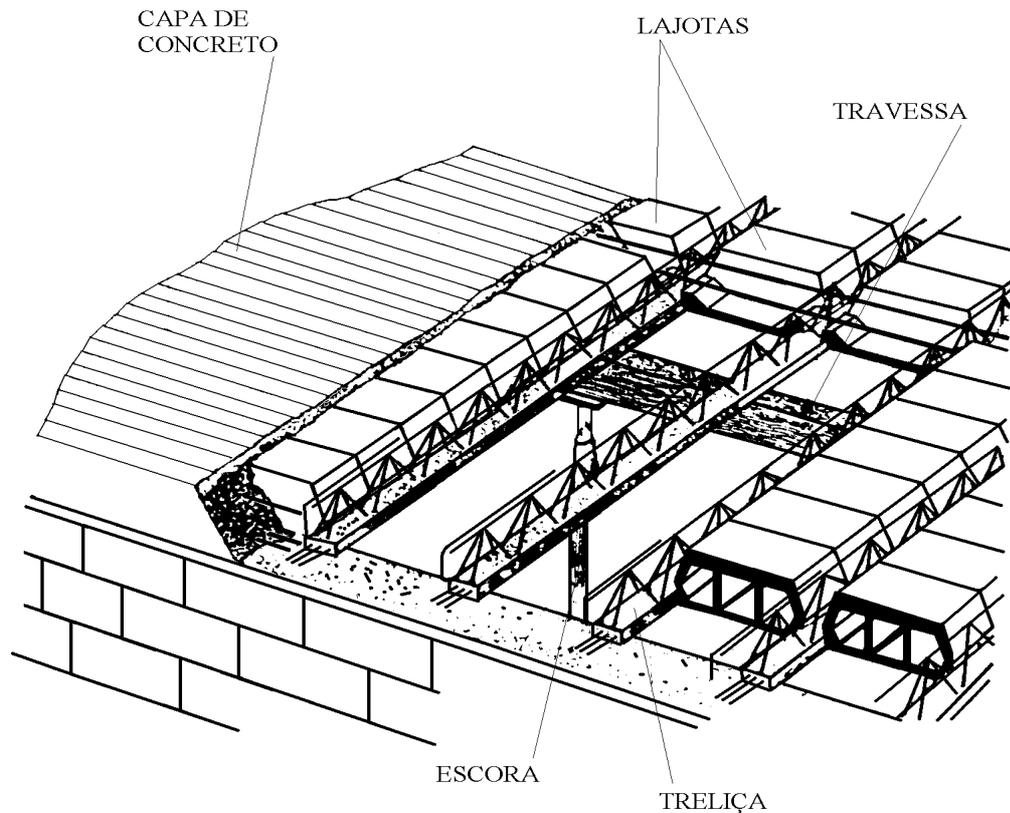


FIGURA 2.17- Montagem do painel de laje com nervuras treliçadas, manual lajes mediterrânea (1992)

1ª Etapa- nivelamento e acerto do piso que servirá de base para a execução do escoramento, que normalmente é composto por pontaletes e uma tábua que é a guia mestre que devem ser colocadas em espelho, exceto nos casos de escoramentos destinados à nervuras transversais, quando deverão ser posicionados horizontalmente e pontaleteadas; é nesta etapa que são executadas as contra flechas quando necessárias;

2ª Etapa- transporte e colocação das nervuras, usando os próprios blocos de enchimento como gabaritos colocando-os nas extremidades da vigotas, garantindo o espaçamento entre as mesmas. A colocação das nervuras pode se dar de duas formas:

- Apoiadas sobre a estrutura de concreto armado, neste caso as nervuras devem ser colocadas sobre as fôrmas, após a verificação se estas estão alinhadas, niveladas, escoradas e já com a armadura colocada e posicionada, as nervuras

devem penetrar nos apoios pelo menos 5 (cinco) cm, e no máximo até a metade da largura da viga.

- Apoiada diretamente sobre a alvenaria, neste caso as vigotas devem ficar sobre o respaldo da alvenaria onde deve ser colocada a ferragem formando uma cinta de solidarização, as nervuras devem penetrar nos apoios pelo menos 5 cm, e no máximo até a metade da largura da alvenaria e a concretagem da cinta de solidarização deve ser feito simultaneamente com a execução da capa. É aconselhável o uso de blocos fechados na última fileira para evitar o consumo desnecessário de concreto evitando que o concreto entre por seus furos;

3ª Etapa - após a colocação dos elementos de enchimento (lajotas cerâmicas, blocos de EPS ou outros) inicia-se a colocação da tubulação elétrica, caixas de passagem, de acordo com as figuras 2.18 e 2.19;

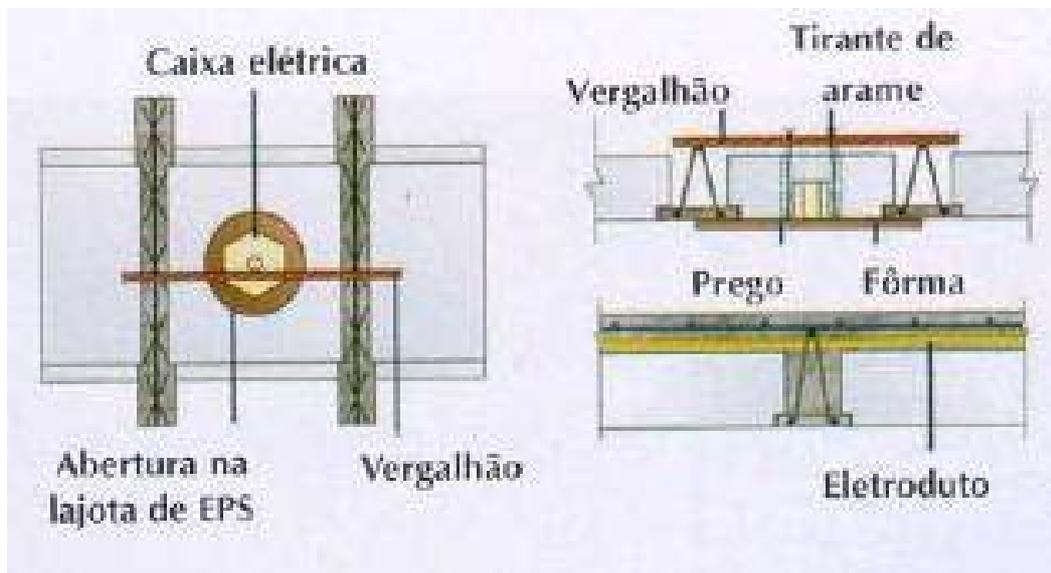


FIGURA 2.18 – Detalhe da interface com a tubulação elétrica, Técnica 68.

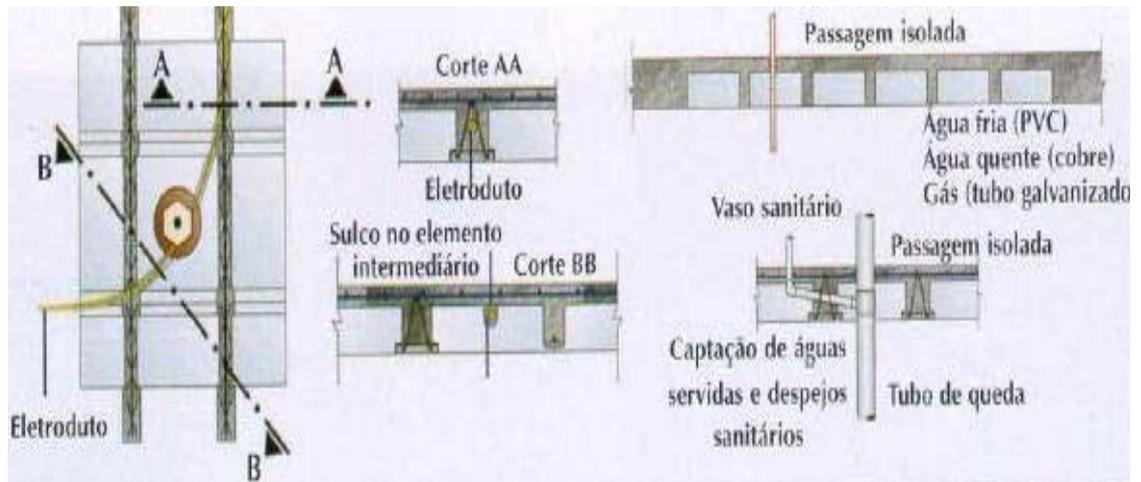


FIGURA 2.19 – Detalhe da interface com a tubulação hidráulica, Técnica 68.

4ª Etapa - colocação das armaduras de distribuição e negativas, respeitando a indicação do projetista (bitola, quantidade e posição), a armadura negativa deve ser apoiada e amarrada sobre a armadura de distribuição (esta colocada transversalmente às vigotas principais), e cuidados especiais devem ser tomados durante a execução e concretagem para que ela permaneça na posição especificada, próxima à face superior da capa e respeitando os cobrimentos exigidos;

5ª Etapa - limpeza da interface entre as nervuras e o concreto a ser lançado, retirando-se a areia, pó, terra, óleo ou qualquer substância que possa prejudicar a transferência de cisalhamento pela superfície de contato. Deve ser sempre feito o umedecimento da interface antes da concretagem;

6ª Etapa – concretagem (foto 2.3) da capa de concreto que deve ser feita tomando alguns cuidados que podem ser agrupados em três aspectos fundamentais: em tratamento da interface, adensamento e cura, EL DEBS (2000).



FOTOGRAFIA 2.3- Concretagem da capa de concreto

Os seguintes procedimentos devem ser adotados:

- colocar passadiços de madeira para evitar que o material de enchimento se quebre permitindo o “vazamento” do concreto;
- molhar adequadamente parte superior da laje, antes de lançar o concreto;
- adensar o concreto suficientemente para que ele penetre nas juntas entre as vigotas e os elementos de enchimento de acordo com o que será descrito no item 2.6;
- efetuar uma boa cura, molhando a superfície da laje de concreto de acordo com o que será descrito no item 2.7

7ª Etapa - retirada do escoramento, deve ser feita aproximadamente após o concreto adquirir resistência suficiente, quando houver múltiplos pavimentos, o escoramento do piso inferior não deve ser retirado antes do término da laje superior. É importante verificar se o próximo piso a ser concretado não aplicará no inferior um carregamento excessivo, através do escoramento que nele se apoiará.

2.6 Processo de adensamento de uma peça de concreto

O adensamento em lajes pré-fabricadas deve seguir os mesmos preceitos que outras estruturas, algumas características como pequena espessura, grande superfície serão comentados no capítulo 5. Nos próximos parágrafos serão apresentados de forma resumida alguns conceitos para a boa execução do concreto.

O processo de adensamento de uma peça de concreto consiste principalmente na eliminação do ar aprisionado nessa peça. Antigamente, para conseguir isto, utilizava-se o método de golpeamento ou apiloamento da superfície do concreto para expulsar o ar e forçar as partículas a uma disposição mais compacta. Nos métodos mais modernos usa-se a vibração, onde as partículas são momentaneamente separadas, possibilitando seu agrupamento em uma massa compacta. A vibração do concreto, talvez a etapa mais importante da concretagem, se não for corretamente aplicada, pode comprometer a futura utilização da estrutura.

O uso da vibração como meio de adensamento tornou possível o uso de misturas mais secas do que as que devem ser adensadas manualmente. Mesmo misturas altamente rijas e secas podem ser vibradas, obtendo-se com isso concretos com uma resistência apropriada com um menor consumo de cimento. Isso representa um menor custo com materiais, porém deve ser considerado o custo do vibrador e o de fôrmas mais resistentes. Em relação à mão de obra, embora seja necessário um operário para comandar o vibrador, a velocidade de lançamento é muito maior se comparada à vibração manual. Para concretos de granulometria definida, bem dosados, bem fabricados e corretamente transportados, a vibração mecânica apresenta os seguintes benefícios:

- Maior resistência à compressão e com isso maior resistência à flexão;
- Maior densidade, homogeneidade e impermeabilidade;
- Maior resistência à ação do tempo;
- Maior aderência entre o concreto e os ferros da armadura;
- Menores variações de volume;

- Maior rapidez e perfeição de execução.

Dentro de um mesmo traço o aumento de resistência à compressão pode ser atribuído à redução do fator água/cimento. É importante ressaltar também que no que se refere à qualidade tanto a vibração mecânica como o adensamento manual, podem resultar num concreto excelente, mas nesse último é mais fácil ocorrerem erros na execução.

2.6.1 Tipos de vibração

A vibração do concreto, dependendo da consistência e tipo de peça, pode ser: superficial, interna, externa e mesas vibratórias.

A vibração superficial é utilizada em superfícies horizontais chatas ou de pouca espessura como as lajes. Nesse processo o vibrador age na superfície do concreto através de uma placa plana, deixando-o confinado em todas as direções, de modo que a tendência à segregação é limitada e a vibração pode ser então mais intensa. Esse método pode também ser aplicado a grandes massas de concreto através do assentamento em camadas sucessivas com o auxílio de aparelhos especiais

Na vibração interna o aparelho vibrador trabalha mergulhado no concreto (também chamado de vibrador de imersão), cabendo ao operador mudar constantemente a sua posição, retirando e introduzindo a agulha com a devida atenção. Essa é a modalidade mais empregada atualmente na construção civil, podendo ser utilizada na maior parte das peças de concreto. O vibrador já é muito comum e consta de um cilindro, denominado agulha, acoplado a um eixo flexível movimentado por um motor. Nos vibradores internos, o trabalho é executado diretamente no concreto, podendo a agulha ter um tamanho tão reduzido que mesmo seções fortemente armadas podem ser vibradas. A metodologia de utilização desse tipo de vibrador será descrita posteriormente.

A vibração externa age por fora das fôrmas sendo fixado a estas por meio de um suporte elástico, de modo que são vibradas tanto as fôrmas como o concreto. Essa modalidade tem ampla aplicação na construção civil nas peças onde não pode ser usado um vibrador interno como em cortinas, reservatórios e obras especiais de seção

reduzida como tubos de concreto e meios-fios. O princípio de um vibrador externo é o mesmo de um interno, porém utiliza-se vibradores com frequência entre 3000 e 6000 ciclos por segundo. O lançamento deve ser feito em camadas de espessura adequada para que assim o ar possa ser expulso de uma maneira completa, o que pode tornar necessário a mudança na posição do vibrador. No caso de lajes pré-fabricadas pode ser usada na vibração das vigotas.

As mesas vibratórias possuem o mesmo princípio que o da vibração externa, ou seja, fôrma e concreto são vibrados em conjunto, sendo, porém a fôrma adaptada ao vibrador ao invés deste àquela. Funciona com dois eixos girando em sentidos opostos, de modo que a componente horizontal de vibração pode ser anulada, liberando a mesa apenas a um movimento harmônico na direção vertical. Para peças pequenas podem ser utilizados eletroímãs alimentados por corrente alternada. As faixas de frequência do eletroímã, bem como a aceleração e amplitude de vibração são relacionadas através de equações e dependem da mesa e tipo de peça vibrada. A mesa vibratória constitui uma técnica de adensamento confiável de concreto pré-moldado por ter a vantagem de oferecer um tratamento uniforme e são utilizadas nas fábricas para confecção de vigotas de concreto.

Peixoto (2002) mostra, como será visto no capítulo 5, que a prática de vibração por imersão em lajes pré-fabricadas além de se mostrar viável melhorou as características de rigidez de protótipos quando comparados a de vibração manual. Os experimentos com vibração superficial mostraram que nesta situação não houve ganho significativo nas características de rigidez dos elementos.

2.6.2 Medida da trabalhabilidade

Para caracterizar a relação entre os processos de adensamento e a trabalhabilidade do concreto fresco, são necessários parâmetros para que esta possa ser medida. Como não existe um ensaio aceitável que meça diretamente a trabalhabilidade, foram feitas diversas tentativas de se relacioná-la com alguma grandeza física facilmente mensurável. Apesar de nenhuma dessas tentativas ser completamente satisfatória, alguns ensaios apresentaram informações úteis dentro de uma faixa de variação. Um desses ensaios, bastante usado em canteiro de obras do mundo todo é o

Ensaio de Abatimento, que apesar de não medir a trabalhabilidade, é muito útil na indicação de variações de uniformidade de uma mistura de proporções nominais dadas, mede basicamente a variação de altura de um volume de concreto retirado de um cone metálico. O resultado desse ensaio, ou seja, a ordem de grandeza de abatimento, apesar de não ser unívoca, pode ser relacionada com a trabalhabilidade através da tabela 2.7.

TABELA 2.7 - Fatores de adensamento (extraída de NEVILLE (1982))

Grau de trabalhabilidade	Abatimento mm	Aparelho pequeno	Aparelho grande	Uso para o qual o concreto é indicado
Muito baixo	0-25	0,78	0,80	Pavimentos rodoviários vibrados mecanicamente. No extremo mais trabalhável desta faixa, o concreto pode ser adensado, em alguns casos, com máquinas operadas manualmente.
Baixo	25-50	0,85	0,87	Pavimentos rodoviários vibrados com equipamentos manuais. No extremo mais trabalhável desta faixa o concreto pode ser adensado manualmente usando agregados arredondados ou irregulares. Fundações em concreto massa, sem vibração ou seções pouco armadas com vibração.
* Médio	50-100	0,92	0,935	No extremo menos trabalhável destes concretos, placas planas, adensadas manualmente, usando-se agregados britados; Concretos armados e seções com armadura densa com vibração.
Alto	100-175	0,95	0,96	Seções com armadura densa. Normalmente não apropriado para vibração.

* Faixa de trabalhabilidade a ser buscada na execução dos ensaios de campo

Em relação a trabalhabilidade é importante ressaltar que geralmente não deve ser obtida através do acréscimo de água como pensam muitos profissionais. O que se percebe nas obras é que existe uma tendência de se acrescentar água na mistura para tornar o concreto mais trabalhável sem que se preocupe com a perda de resistência e diminuição do módulo de elasticidade do concreto executado.

2.7 A cura do concreto

A cura é um processo mediante o qual mantém-se o grau de umidade satisfatório, evitando a evaporação da água da mistura, garantindo ainda uma temperatura favorável ao concreto durante o processo de hidratação dos materiais aglomerantes, de modo a se obter um concreto com as qualidades esperadas. A boa cura ajuda a controlar um dos processos mais importantes que ocorrem nas estruturas de concreto, a sua retração.

A retração, processo que ocorre durante o endurecimento do concreto, pode ser notada antes e depois da pega do cimento. A retração plástica, que ocorre antes da pega do cimento, resulta em fissuras de grandes dimensões. Esta é devida à rápida evaporação da água, que ocorre quando a superfície do concreto fica exposta ao vento, ar seco e temperaturas elevadas (exposição direta ao sol). Estas causas têm efeito cumulativo, podendo resultar em fissuração mais ou menos acentuada, devida à grande diminuição de volume da pasta, que em condições mais desfavoráveis pode atingir a ordem de 10 mm/m. Esse fenômeno é ainda agravado pela exsudação do concreto, ou seja, a tendência da água de se separar dos sólidos ao subir para a superfície.

A retração plástica pode ser evitada, primeiramente, por um cuidadoso estudo da mistura, onde o acréscimo de materiais finos pode reduzir sensivelmente a exsudação, por uma imediata proteção da superfície do concreto e finalmente, quando houver viabilidade econômica, pela revibração do concreto.

Depois da pega do cimento a retração assume características mais complexas e pode ser dividida em quatro tipos:

- Autógena – redução de volume da pasta, gerada pela diminuição do volume da mistura inicial em relação ao composto resultante.
- Hidráulica – devida à perda de água não fixada pelo cimento.
- Térmica – devida à contração decorrente da queda de temperatura verificada após o aumento inicial, causado pelas reações exotérmicas da hidratação do cimento.

- Por carbonatação – devida à formação de carbonato de cálcio por reação da cal livre com o dióxido de carbono do ar.

Dentre os tipos de retração, essa última pode ser considerada como pouco significativa por ser muito lenta. A retração autógena tem valor muito pequeno quando controladas a hidráulica e a térmica. Tem-se então que procurar métodos para amenizar esses dois processos de retração.

Para controlar a retração hidráulica é suficiente impedir a perda de água do concreto. A proteção nos primeiros dias fará com que a retração do concreto só ocorra quando sua resistência já tiver sido aumentada. Já a retração térmica, por englobar reações químicas do concreto, é mais difícil de ser controlada. Para buscar métodos que proporcionem uma cura efetiva é preciso entender as duas principais variáveis que interferem nesse processo: a umidade e a temperatura.

- Umidade satisfatória: A perda de água do amassamento do concreto pode ocorrer por meio da evaporação, da absorção dos agregados, das fôrmas ou sub-base, que podem reduzir a água a uma quantidade insuficiente para a hidratação adequada do cimento;

- Temperatura: depois de preparado, o concreto passa a endurecer lentamente em função das reações químicas entre a água e os compostos de anidro do cimento. Essas reações químicas são exotérmicas e elevam a temperatura, conferindo à cura e à pega do concreto um aumento de velocidade. Essa elevação da temperatura não pode ser feita a seco, e sim saturada de umidade, a fim de não impedir a cura pela falta de água. Concluindo-se que um ambiente quente e úmido permite uma cura e pega mais rápida e um aumento da resistência do concreto.

A umidade e a temperatura são, portanto, fatores condicionados às variações atmosféricas, de difícil previsão e controle, que têm uma direta relação com o grau de hidratação do cimento devido à perda de água. A seguir são apresentados os resultados obtidos por LERCH *apud* NEVILLE (1982) (figura 2.20).

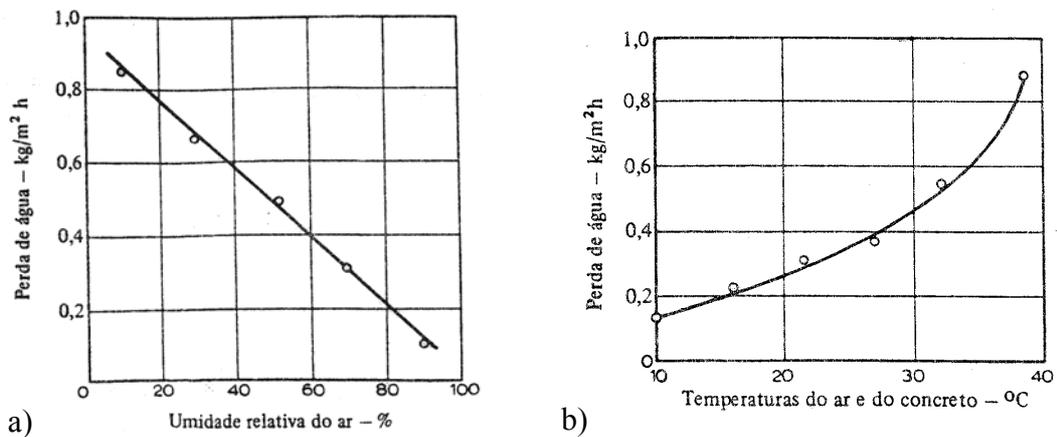


FIGURA 2.20 a) Influência da umidade relativa do ar e b) da temperatura sobre a perda de água do concreto nas idades iniciais.

Apesar de não levar em conta a geometria da peça, verifica-se nesses dois gráficos a grande elevação da perda de água com o aumento da temperatura e com a diminuição da umidade relativa do ar. A combinação desses fatores pode causar uma grande evaporação d'água e conseqüentemente gerar perdas na resistência e permeabilidade do concreto. Para uma avaliação dessa combinação pode ser utilizado um gráfico publicado pelo ACI 308-3 (1986), figura 2.21.

Para a utilização deste gráfico, deve-se entrar com o valor da temperatura do ar, mover para cima até a umidade relativa, à direita até a temperatura do concreto, para baixo até a velocidade do vento e finalmente a esquerda onde se lê a taxa de evaporação aproximada. É importante observar que os exemplos mostrados acima são simplesmente típicos pois, na realidade, a perda de água depende da relação área/volume do elemento.

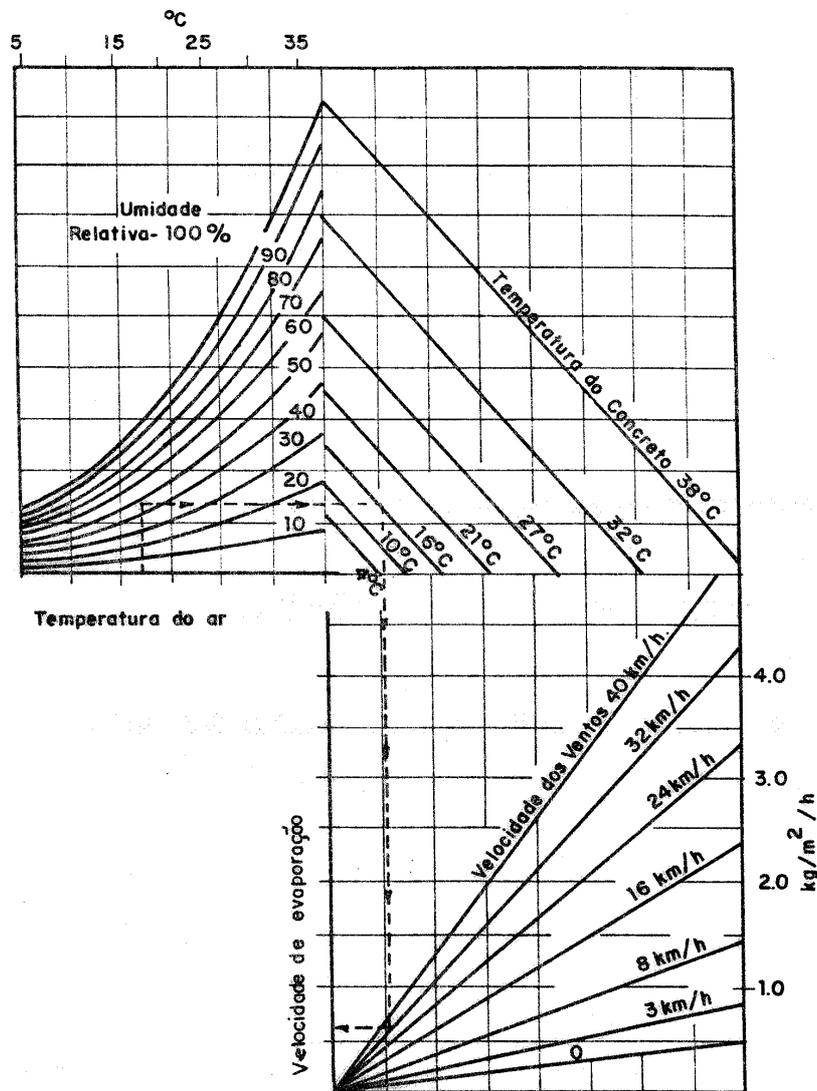


FIGURA 2.21- Efeito da temperatura do concreto, do ar, umidade relativa e velocidade dos ventos na evaporação da água na superfície do concreto.

2.7.1 Métodos de cura

Existem dois métodos básicos para se realizar uma boa cura do concreto e obter uma perfeita hidratação do cimento:

- Criação de um ambiente úmido quer por meio de aplicação contínua ou freqüente de água, por meio de alagamento, molhagem, vapor de água ou por materiais de recobrimento saturados de água, como manta de algodão, juta, terra, areia e outros.

- Prevenir a perda de água de amassamento por meio de materiais selantes como folhas de papel ou plásticos impermeabilizantes ou por aplicação de compostos líquidos para a formação de membranas de cura no concreto recém lançado, tomando o cuidado para que esses materiais ao secarem, não absorvam a água do concreto.

2.7.2 O tempo de cura

O tempo de cura corresponde ao período em que o concreto deve ficar protegido para evitar a evaporação da água necessária para a hidratação do concreto. É importante lembrar que esse tempo depende da técnica de cura adotada.

A cura inicia-se tão logo o concreto seja adensado, porém sua intensidade e duração dependem fundamentalmente das condições ambientais e do tipo de cimento. A Norma Brasileira exige que a proteção se faça nos sete primeiros dias contados do lançamento. É desejável nos quatorze dias seguintes para se ter garantias contra o aparecimento de fissuras devidas a retração, porém as exigências econômicas tendem a restringir esse tempo o máximo possível. Três dias constitui o período mínimo que se deve proteger o concreto preparado com cimento de alto forno ou com cimento *Portland* resistente ao sulfato. Já para os concretos que utilizam cimento de alta resistência inicial (ARI) o tempo mínimo é de dois dias. Nos ensaios com lajes pré-fabricadas feitos pelo grupo de São Carlos para agregados típicos da região, os com o emprego de cimento ARI bastaram 4 ou 5 dias de cura, enquanto que para os com cimento portland foram necessários quase 10 dias.

Cabe ao engenheiro da obra de posse dos conhecimentos dos conceitos resumidamente listados nos itens anteriores planejar a melhor cura do concreto do pavimento executado. Essa etapa é primordial na garantia de condições mínimas de resistências assim como características elásticas do concreto executado, maiores detalhes e comentários podem ser vistos no capítulo 5 e no trabalho de Peixoto (2002).

2.8 Espaçamento entre escoras

No sistema de lajes pré-moldadas as próprias vigotas juntamente com o material de enchimento funcionam como fôrmas, o que consiste em uma grande

vantagem pois elimina o gasto com fôrmas de madeira. Além disso, a substituição do concreto na região tracionada pelo material de enchimento proporciona uma diminuição no peso próprio do pavimento e com isso o espaço entre as escoras pode ser maior. Mesmo com essas vantagens a maioria dos problemas e acidentes ocorrem na fase de concretagem da capa devido à falta de conhecimento técnico do funcionamento do sistema ou por falta de regras específicas para a execução da tarefa.

Para a correta determinação da distância entre as escoras nas lajes com vigotas pré-moldadas deve-se analisar a seção da vigota responsável pela resistência do conjunto até o endurecimento do concreto da capa. Nesta etapa a vigota tem que resistir ao seu peso próprio, ao do material de enchimento, ao concreto moldado no local, aos operários e seu equipamentos. Portanto deve-se definir previamente qual o tipo de equipamento a ser utilizado na concretagem (carrinhos de mão ou gericas, por exemplo) e também qual é a quantidade máxima de concreto que pode ser lançado em uma região.

A determinação do comportamento das vigotas é difícil, pois no caso de vigota em trilho, o momento resistente positivo e o negativo são bem diferentes, pois a seção resistente tem o formato de um “T” invertido, além da variação dos valores das inércias após a fissuração. Já no caso da vigota do tipo treliça, a determinação dos esforços nas barras de aço envolve um cálculo hiperestático de análise analítica complexa, pelo fato das diagonais não estarem contidas em um mesmo plano.

Em trabalhos experimentais feitos por SILVA (2000) e FORTE (2000) chegou-se às seguintes conclusões:

No caso da vigota tipo treliça a condição determinante para o cálculo do espaçamento do escoramento é a instabilidade devido a flambagem do banzo superior, desse modo deve-se usar uma treliça com altura compatível com o espaçamento do escoramento e com os equipamentos que se deseja utilizar lembrando que por ser a compressão no banzo superior a condição determinante de colapso, o aumento de armadura de tração da vigota não influi no espaçamento entre escoras. O sistema com vigotas tipo treliça apresenta rigidez suficientemente grande para desprezar a verificação do estado de deformação excessiva no cálculo do espaçamento entre escoras.

Para o caso da vigota tipo trilho ocorre o contrário. Os ensaios mostraram que a expressão de BRANSON (1968), devidamente testada para outros tipos de vigas, não forneceu bons resultados para este tipo de elemento (vigota isolada) devido a sua rigidez que é mais baixa que as das vigotas em treliça, o que faz com que em algumas situações a condição determinante para o espaçamento usado entre escoras seja a de deformação excessiva. A análise para determinar a deformação das vigotas, principalmente tipo trilho, pode ser feita através dos resultados obtidos nos ensaios que fornecem a rigidez dada pelo produto E.I (que estão relacionados à resistência do concreto e à taxa de armadura usada nos elementos ensaiados).

Para as vigotas do tipo treliça, um banzo superior não exatamente retilíneo reduz a resistência da mesma, e desse modo é importante que o transporte das vigotas seja feito com cuidado e evitando o amassamento ou encurvamento do banzo superior durante a montagem. Uma maneira de se garantir que não ocorra amassamento ou encurvamento do banzo superior é o uso de passadiço de madeira com apoios na base da vigota para permitir a passagem de operários e equipamentos, até porque o material de enchimento é também pouco resistente.

Nos ensaios realizados pelo Grupo de Estudo em Sistema Construtivo em Concreto da UFSCar para as vigotas em treliça, as rupturas ocorreram sempre por instabilidade do banzo superior e quando se usou carga distribuída, ocorriam de forma brusca, sem que houvesse grande deformação que pudesse alertar para o problema. Já as vigotas do tipo trilho apresentaram grandes deformações não sendo possível durante o ensaio alcançar o colapso das vigotas, pois as lajotas cerâmicas começaram a romper primeiro.

Os ensaios mostraram que o espaçamento entre escoras que pode ser usado para a laje tipo trilho com a condição determinante de ruína é de 2,15 m para as cargas usuais e para a condição determinante do estado de deformação excessiva é de 1,5 m. E como a verificação do estado de deformação excessiva foi feita de forma simplificada, principalmente por ainda não se conhecer bem o comportamento da vigota após a concretagem da capa é melhor optar pelo vão em torno de 1,5 m

Para o sistema com vigotas em treliça, para uma altura de 8 cm, o espaçamento entre escoras recomendado seria de 1,1 m para a condição determinante de ruína e 1,60 m para a condição determinante do estado de deformação excessiva. Novamente deve-se optar pelo vão menor que neste caso é de 1,1 m.

Os dados anteriores são ilustrativos recomenda-se a leitura dos trabalhos citados além de GASPAR (1997) e o programa Cortel de DROPPA JR (2003).

MODELOS DE CÁLCULO DE PAVIMENTOS DE LAJES UNIDIRECIONAIS PRÉ-FABRICADAS

3 **Capítulo**

3.1 Introdução

O objetivo desse capítulo é indicar procedimentos que permitam determinar os esforços seccionais e os deslocamentos em lajes pré-fabricadas. Para isso separa-se os modelos em lajes simplesmente apoiadas (sem continuidade) e contínuas. Para analisar um trecho de pavimento a situação de simplesmente apoiada, é preciso montar um procedimento de cálculo preciso e simples, considerando-se, inicialmente, o modelo dito “elástico” em que se considera a relação linear entre deslocamentos e esforços e que não haja fissuração nem plastificação, mas também discute-se métodos não lineares em que se considera a fissuração e até a plastificação de seções.

3.2 Modelo de grelha equivalente

Para discretizar um pavimento composto por lajes e vigas (figura 3.1) pode-se usar elementos ortogonais de uma grelha. A aplicação do processo de grelha equivalente

para análise de lajes com vigotas unidirecionais pode ser feito considerando as nervuras longitudinais com características de viga “T” (ver figura 3.2) e na direção transversal a capa seria representada por um elemento de barra do tipo placa com largura definida pelo espaçamento da malha e espessura igual à espessura da capa (figura 3.2). Nervuras transversais e vigas periféricas são definidas como elemento do tipo viga.

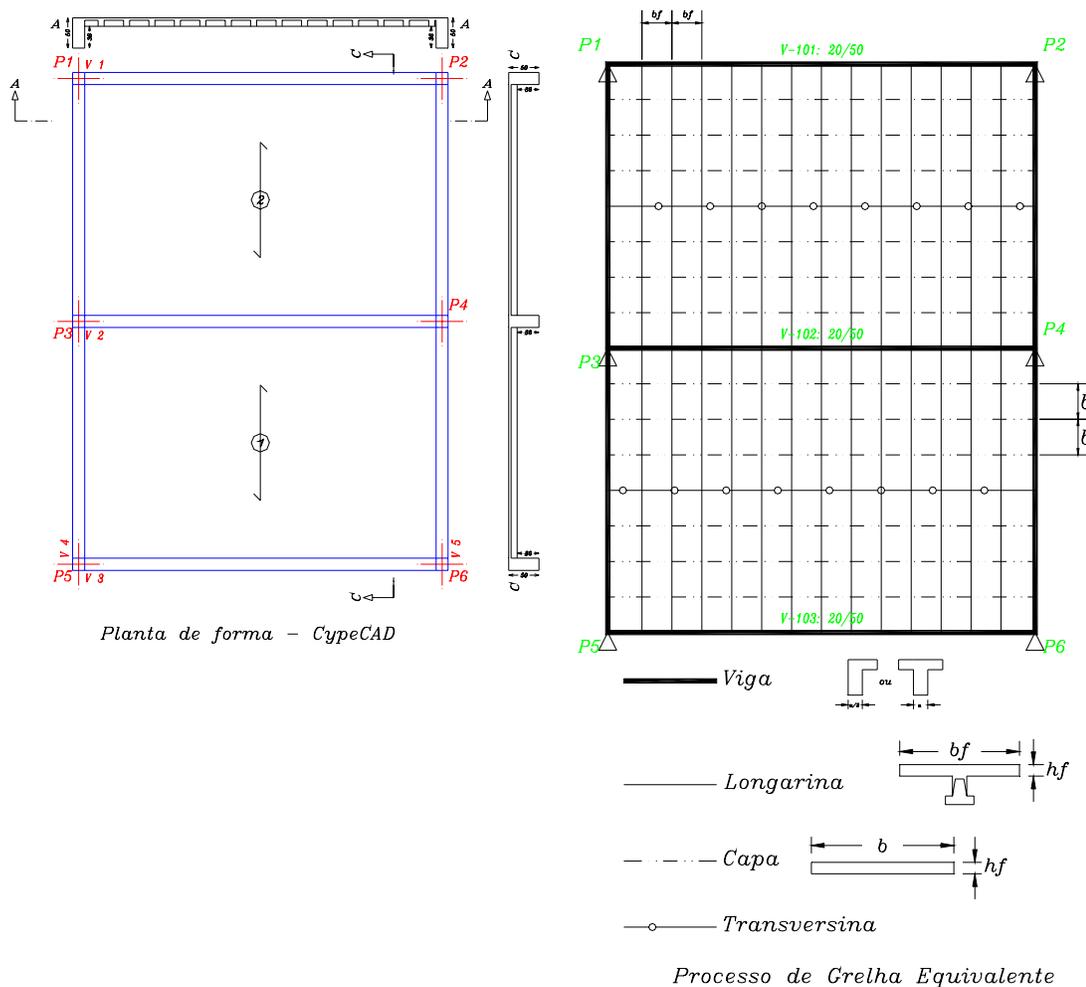


FIGURA 3.1- Fôrma de pavimento composto por lajes pré-fabricadas e vigas feito com a utilização do programa CypeCAD

FIGURA 3.2- Esquema para a utilização do processo de grelha equivalente

“A idéia de se interpretar uma laje (no caso maciça) através de uma grelha equivalente (processo de analogia de grelha) foi feita inicialmente por Marcus em 1932, que, por não dispor na época de computadores, tinha que se valer de processos aproximados para resolver as lajes. Bem mais tarde, em 1959, Lighfoot retomou a analogia de grelha no estudo de pavimentos, mas já usando programas de computador, e posteriormente este estudo foi sistematizado por Hambly.” (CARVALHO (2001)).

Entre as inúmeras vantagens de se usar esse procedimento destaca-se:

- a) possibilidade de analisar o pavimento como um todo, considerando inclusive, se for o caso, a rigidez dos pilares introduzida através do coeficiente de mola;
- b) variação de modelagem considerando trechos fissurados, plastificados (colocação de rótulas);
- c) rapidez na obtenção de esforços; após a montagem e resolução da estrutura têm-se os esforços de todos os elementos, assim como os deslocamentos dos diversos pontos.
- d) as vigas podem ser consideradas como elementos deformáveis verticalmente;
- e) é possível modelar mais adequadamente a interação das lajes com as vigas;
- f) é possível considerar facilmente, nas lajes, cargas não uniformemente distribuídas, como por exemplo cargas lineares (ação de paredes).

A desvantagem deste procedimento está na necessidade do emprego de um programa de grelha de boa capacidade e de preferência com geração automática de elementos e com módulo gráfico de entrada e saída de dados.

Além disso, embora o procedimento pareça bastante refinado ele tem o inconveniente de considerar que a deformação da capa na sua parte inferior ocorra no mesmo nível da face inferior das nervuras e transversinas.

As considerações a serem feitas para o cálculo da inércia dos diversos elementos são mostradas a seguir:

- Para nervuras longitudinais as características mecânicas são dadas pela figura 3.3.

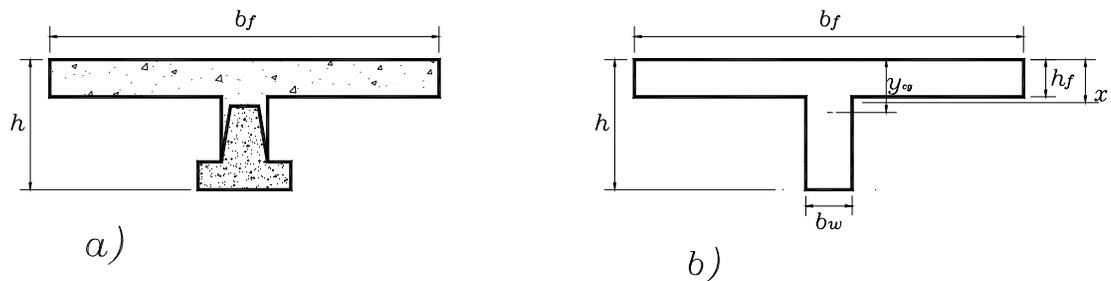


FIGURA 3.3 a)– geometria real da seção da nervura. b) geometria adotada

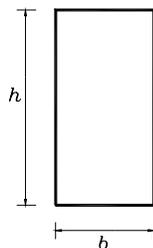
Inércia a torção

$$I_t = \frac{b_f \cdot h_f^3}{3} + \frac{(h - h_f) b_w^3}{3} \quad \text{Eq 3.1}$$

Inércia a flexão

$$I_f = (b_f - b_w) \frac{h_f^3}{12} + h_f \cdot (b_f - b_w) \left(y_{cg} - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + b_w \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - y_{cg} \right)^2 \quad \text{Eq 3.2}$$

- Para vigas e nervuras transversais (Figura 3.4) desprezando o efeito da capa de concreto que poderia fazer com que as mesmas funcionassem como de seção em forma de “T” e considerando que a inércia a torção seja correspondente ao Estádio II.

**FIGURA 3.4 – geometria da viga**

Inércia a flexão

$$I_f = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

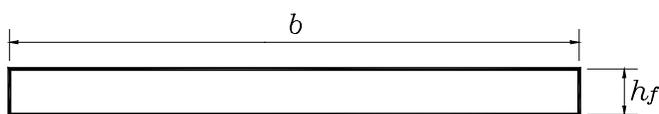
Eq. 3.3

Inércia a torção

$$I_t = \frac{b^3 \cdot h}{30} \quad (30 \text{ por causa da fissuração})$$

Eq. 3.4

- Já no caso da capa (figura 3.5), para conferir um efeito de placa no elemento, embora para este elemento isto seja muito discutível, a inércia à torção é o dobro da de flexão, tendo-se portanto:

**FIGURA 3.5 – geometria da seção capa**

Inércia a torção

$$I_t = \frac{b \cdot h_f^3}{6} \quad \text{Eq. 3.5}$$

Inércia a flexão

$$I_f = \frac{b \cdot h_f^3}{12} \quad \text{Eq. 3.6}$$

Considera-se neste caso que o método empregado seja o elástico e não se está considerando portanto a fissuração ou plastificação do concreto. Considerações de fissuração podem ser vistas no capítulo 5 e em CARVALHO (2001)

3.3 Modelo de grelha equivalente simplificado

Como será visto no próximo item, a contribuição nos esforços e deslocamentos da capa considerada no sentido transversal é pequena. Assim é possível para simplificar a análise do pavimento considerar apenas as longarinas, transversinas e vigas (Figura 3.6). As características da seção transversal seguem as equações indicadas no caso anterior.

Para situações de continuidade da laje, apoio de vigas em outras vigas e o funcionamento das transversinas este procedimento é interessante e mais preciso que o modelo de vigas independentes relatado no próximo item.

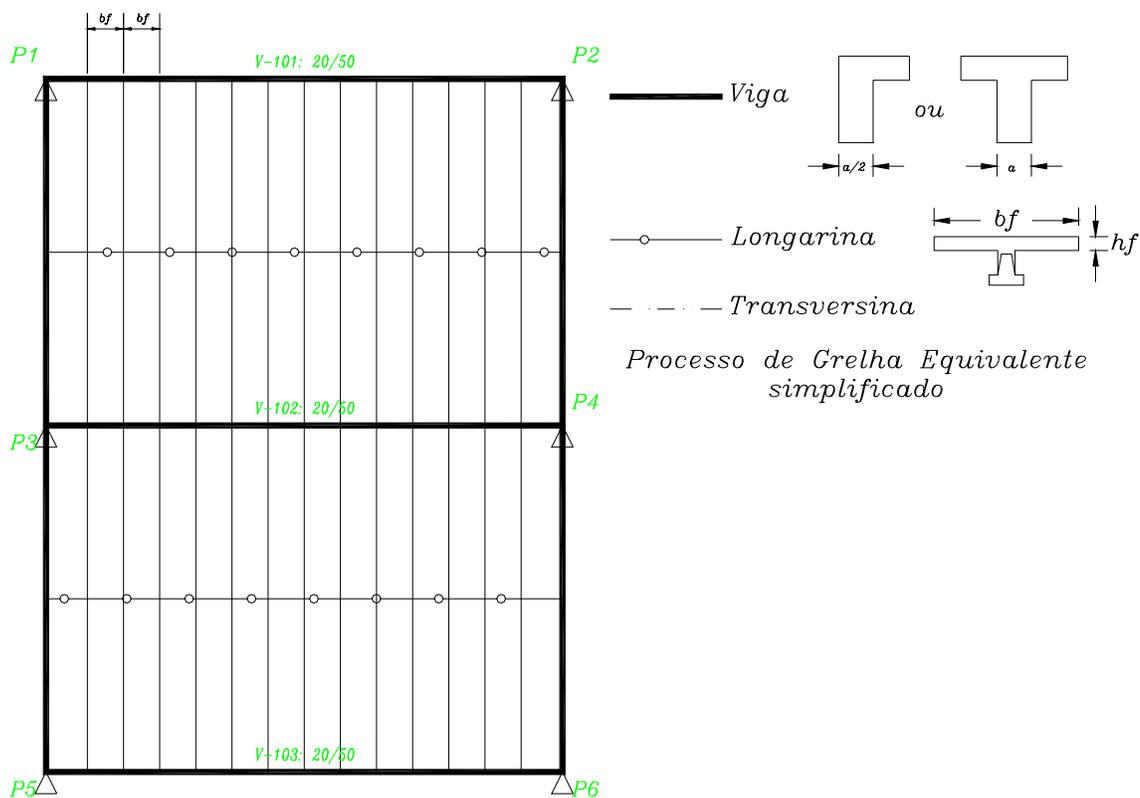


FIGURA 3.6- Esquema para a utilização do processo de grelha equivalente simplificado

3.4 Modelo de viga independente

Para entender o comportamento da laje nervurada formada a partir de elementos pré-moldados de concreto armado sobre os quais é confeccionada uma capa de concreto, é necessário verificar se a capa de concreto confere rigidez, mesmo que pequena, ao pavimento na outra direção. Essa verificação é feita através de um estudo teórico realizado por CARVALHO e FIGUEIREDO (2001).

Nesse estudo é feita uma análise detalhada sobre o comportamento de três situações básicas (elementos independentes, laje pré-moldada com capa de concreto e laje

maciça), tomando-se como exemplo um pavimento bastante simples, praticamente quadrado e simplesmente apoiado nos quatro lados (figura 3.7).

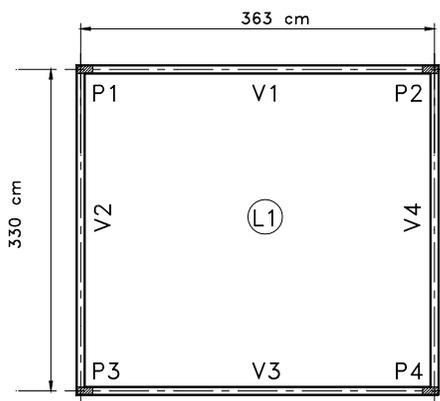


FIGURA 3.7 - Pavimento simples, praticamente quadrado e simplesmente apoiado nos quatro lados utilizado no estudo.

Para compreensão destes sistemas estruturais são comparados, os esforços internos e o estado de deslocamento obtidos para as três situações citadas e ilustradas na figura 3.8.

Em todas as situações as vigas V1, V2, V3 e V4 serão consideradas indeslocáveis na vertical. O objetivo em resolver este pavimento é identificar um processo de cálculo (modelo físico e matemático) que possa ser usado com facilidade, segurança e que resulte em valores próximos dos reais para pavimentos de lajes com nervuras pré-fabricadas e para tornar possível as comparações, em todas as situações são empregadas a mesma espessura total dos elementos, a mesma intensidade de carregamento atuante, e as mesmas características elásticas do concreto. Os valores adotados são:

- espessura total do pavimento = 9,5 cm;
- espessura da capa = 3 cm;
- $p = 5 \text{ kN/m}^2$ (ação total já considerado o peso próprio)
- $E_c = 30.000 \text{ MPa}$.

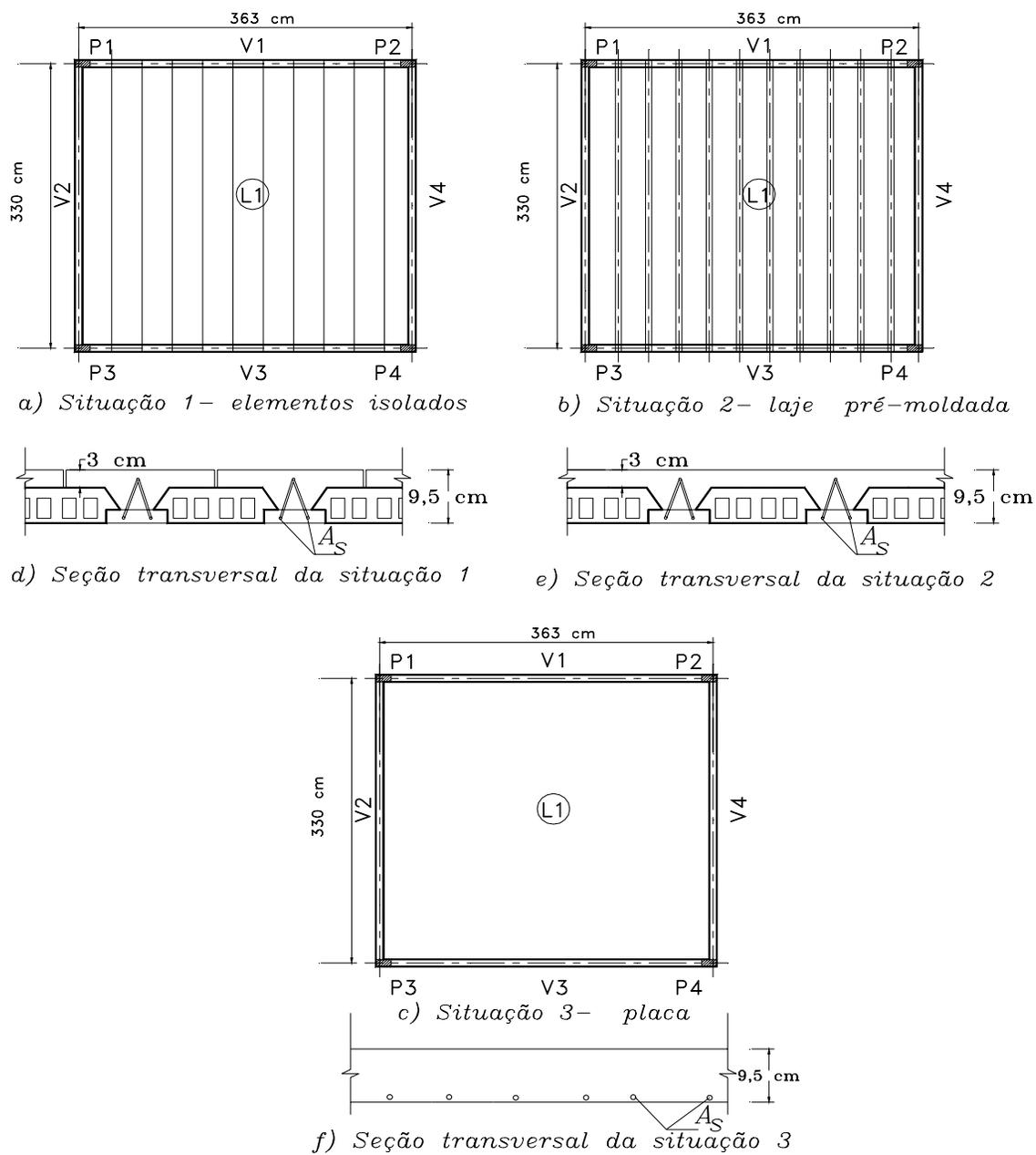


FIGURA 3.8. a) laje pré-moldada composta por elementos isolados; b) laje pré-moldada composta por nervuras mais capa; c) laje de placa maciça.

A análise dos esforços e deslocamentos para os casos **b** e **c** foi feita usando o processo de grelha equivalente, apresentado no item 3.2. Os elementos na situação **a** são isolados, trabalhando cada um como uma viga independente.

A configuração deformada dos pavimentos para os três casos é mostrada na figura 3.9.

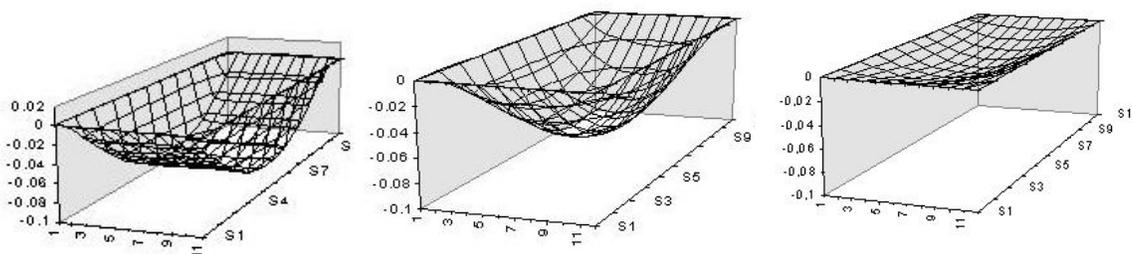


FIGURA 3.9- Deformações dos pavimentos considerando vigas independentes, laje pré-moldada com capa e placa maciça

Os deslocamentos são maiores quando todos os elementos trabalham isoladamente (caso a) e menores quando se considera o efeito de placa (caso c, laje maciça). A laje pré-moldada (caso b) apresenta um comportamento intermediário, porém bem mais próximo do caso de elementos isolados. Percebe-se ainda que no primeiro caso todos os elementos têm a mesma linha elástica (eixo após a deformação), devido à própria hipótese de que funcionam isoladamente, sem ligação transversal entre si. No caso da laje pré-moldada com a consideração da capa, pelo menos as quatro nervuras centrais apresentam praticamente a mesma linha elástica. Finalmente, no caso da laje maciça, há diferença significativa entre as elásticas dos diversos “trechos” da placa, e as deformações são bem menores. Isto ocorre por haver rigidez praticamente igual nas direções longitudinal

e transversal. Esta, em princípio, é a característica fundamental das placas de lados com dimensões de mesma ordem de grandeza: valores dos momentos nas duas direções próximos e distribuição eqüitativa das ações em todas vigas periféricas de apoio. Nesta análise não foi considerada a fissuração da capa de concreto.

No mesmo estudo, pode-se observar o momento fletor nas regiões centrais dos três casos estudados, figura 3.10, percebendo-se que a placa apresenta novamente os menores valores e que os resultados da laje nervurada pré-moldada e dos elementos isolados estão relativamente próximos.

Diagrama de Momento Fletor na região central da laje considerando como placa maciça, nervura pré-moldada e elemento isolado

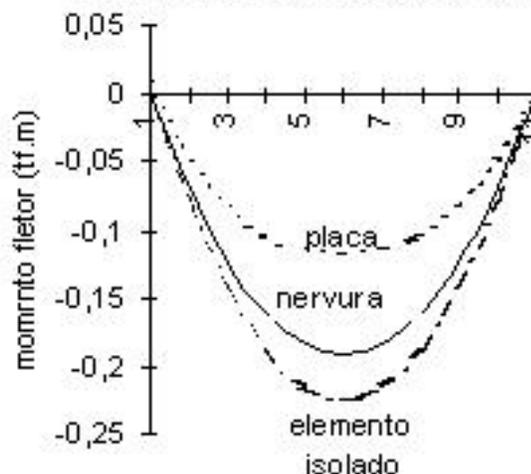


FIGURA 3.10- diagrama do momento fletor

Portanto, os resultados anteriores mostram que é perfeitamente aceitável a consideração de lajes unidirecionais nervuradas pré-moldadas comportando-se como elementos independentes (figura 3.11), pois com essa simplificação o cálculo é feito a favor da segurança e bastante próximo da realidade, justificando o emprego de um modelo matemático que consiste em um conjunto de vigas paralelas que trabalham praticamente independentes para o dimensionamento à flexão e a verificação do estado de deformação excessiva de uma laje pré-fabricada.

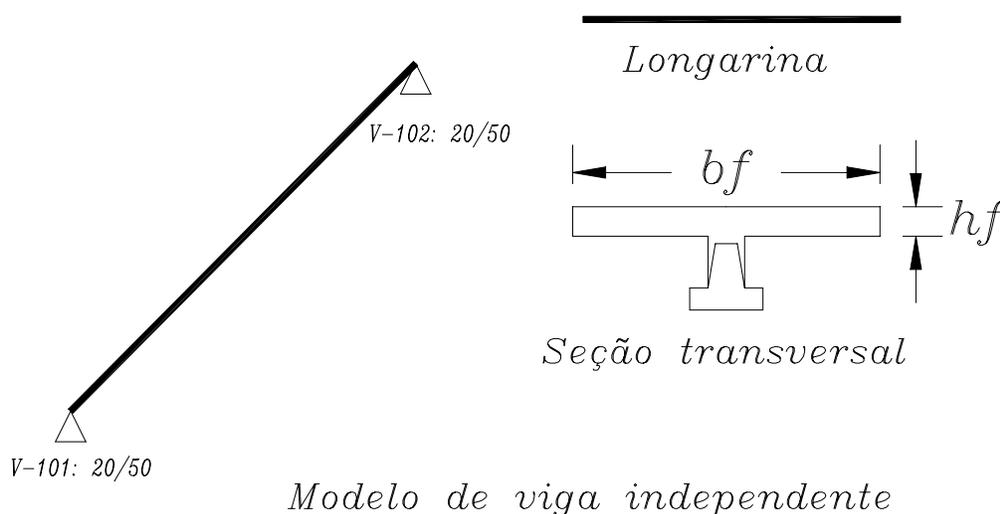


FIGURA 3.11- Esquema para a utilização do processo de viga independente

3.5 Modelo de cálculo para consideração da continuidade

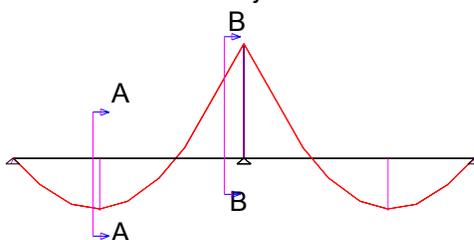
A consideração da continuidade em um pavimento formado por lajes pré-fabricadas, de modo que o pavimento resista ao carregamento na seção de momento negativo, permite um dimensionamento mais econômico do que aquele feito com a consideração de elementos simplesmente apoiados. No entanto, em diversas situações o momento fletor negativo obtido segundo o cálculo linear da estrutura hiperestática é maior

que o momento máximo resistido pela seção nesta região. Isso se deve à pequena área de concreto na região comprimida de seção transversal nos apoios (parte inferior) em forma de “T” (figura 3.12).

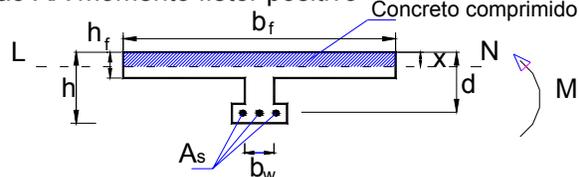
Esquema Estrutural de laje unidirecional contínua



Esquema Estrutural de laje unidirecional contínua



Seção AA momento fletor positivo



Seção BB momento fletor negativo

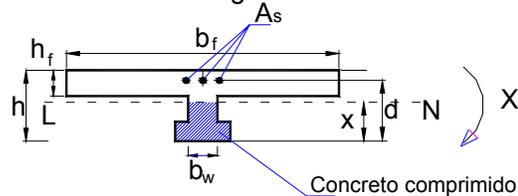


FIGURA 3.12 Laje contínua pré-fabricada unidirecional, seções submetidas a momento fletor positivo e negativo.

Assim, em lajes contínuas, nem sempre é possível obter, junto aos apoios intermediários, regiões comprimidas suficientes para resistir ao momento negativo total encontrado pelo cálculo elástico (admite os materiais, no caso o concreto armado, como sendo homogêneo e com comportamento linear), ocorrendo então a plastificação do concreto.

Para explicar o que ocorre com plastificação do concreto e o surgimento de rótula plástica no apoio, mostra-se a mesma laje unidirecional contínua da figura 3.12 com os diagramas de momento fletor devido ao comportamento elástico e com plastificação na região do apoio na figura 3.13. Para o diagrama elástico temos a equação 3.7:

$$X_{elástico} = \frac{pl^2}{8} \quad \text{Eq. 3.7}$$

Se a seção no apoio for capaz de resistir este momento o diagrama é o apresentado na figura 3.13 (linhas contínuas) com o diagrama de momento elástico já conhecido e calculado da forma usual. Se a seção do apoio só for capaz de resistir a um momento fletor $|X_{plástico}| < |X_{elástico}|$ então o diagrama será o de momento com plastificação no apoio central, também indicado na figura 3.13 (linhas tracejadas), que apresentará valores de momento positivo máximo no tramo $M_{plástico} > M_{elástico}$. Devido à dificuldade do cálculo de um valor $X_{plástico}$ é usual admitir que os elementos pré-fabricados sejam sempre simplesmente apoiados, o que resulta em momentos positivos maiores que em elementos contínuos. Desta maneira para uma mesma solicitação “p” resulta seção maior ou em limitação do vão a ser vencido devido também a deslocamentos maiores.

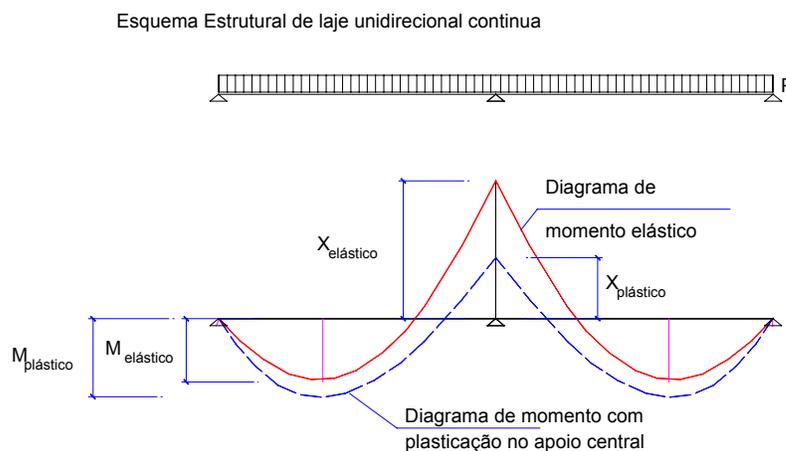


FIGURA 3.13 Laje contínua unidirecional, diagramas de momento elástico e com plastificação no apoio central.

Por essa razão, é mais racional aproveitar as vantagens da continuidade, pois há uma melhor distribuição de momentos, com a redução dos positivos, possibilitando vencer vãos maiores. Assim, em pavimentos compostos de diversos painéis, sempre que a geometria permitir, as vigotas devem ser dispostas de modo a aproveitar o efeito vantajoso da continuidade, com o esquema estático das nervuras aproximando-se ao de uma viga contínua hiperestática.

Para a solução do problema apontado pode-se adotar um trecho de seção maciça de concreto na região onde a seção nervurada não resiste ao momento negativo. Outra possibilidade é considerar que o esforço solicitante no apoio diminua até um valor correspondente à resistência da seção no apoio intermediário (ou uma parcela deste valor, ou ainda, um valor obtido experimentalmente) e, em seguida, considerar a redistribuição dos esforços ao longo da nervura, verificando em seguida se o máximo momento positivo solicitante não ultrapassa o máximo resistido na seção.

Portanto neste item tenta-se preencher uma das inúmeras lacunas do dimensionamento de lajes pré-fabricadas que é o comportamento de pavimentos constituídos de elementos hiperestáticos, uma vez que a maioria das tabelas utilizadas pelos fabricantes não considera a continuidade e com isso não considera os valores dos momentos negativos e os efeitos da plastificação do concreto nesta região (comportamento não-linear), para incorporá-los no dimensionamento do pavimento.

Os efeitos da plastificação do concreto podem ser simulados através da introdução de rótulas em programas de grelha ou de vigas contínuas, submetidas a momentos de plastificação com valores obtidos experimentalmente ou a partir de uma parcela do momento resistente da seção dos apoios intermediários (que no caso em questão normalmente é menor que nas seções submetidas a momentos positivos, devido às características da seção transversal).

Neste item, as nervuras primeiramente serão consideradas isoladas, ou seja, será estudado um elemento linear de viga (viga “T”) assentadas sobre apoios indelocáveis na vertical (por exemplo paredes) e sem continuidade. Também será considerado no cálculo

dos esforços solicitantes que a inércia da laje seja constante, ou seja, cálculo linear sem consideração dos efeitos da fissuração do concreto.

Posteriormente, será considerado o efeito de grelha (nervuras afetadas pela deformação de vigas), através da utilização de programa de computador que usa técnica de grelha equivalente. E finalmente serão investigados os benefícios que a consideração da continuidade pode incorporar nas condições de serviço, especialmente no cálculo dos deslocamentos.

3.5.1 Esforços solicitantes nas lajes

Conhecidos os momentos resistentes, serão calculados os valores dos esforços solicitantes na nervura, considerando-as inicialmente bi-apoiadas, condição geralmente empregada pelos fabricantes. Serão observados em quais casos, com a consideração do efeito da continuidade, o momento negativo ultrapassa o momento resistido (M_t) pela seção em forma de “T” (neste caso o concreto comprimido tem a largura igual a b_w). Enquanto o momento no apoio for inferior (em módulo) ao valor de M_t o cálculo pode ser feito sem considerar a plastificação na seção, considerando apenas a fissuração para verificar o estado de deformação excessiva. Dessa forma o cálculo dos esforços solicitantes pode ser feito com o modelo linear, ou seja, usando o sistema de viga contínua. Quando o momento negativo (no apoio) ultrapassar o valor do momento resistente da seção em forma de “T” pode-se considerar em torno dessa seção uma região maciça de concreto, permitindo que o cálculo possa ainda ser executado com o modelo linear. Sem considerar a região maciça ou se efetua o cálculo plástico, com a introdução de uma rótula plástica na seção, ou se considera a redistribuição de esforços comentada nos itens seguintes.

3.5.1.1 Vigas sem continuidade e tabelas para dimensionamento

Em algumas situações em que os vãos são pequenos e não se tem garantia do correto posicionamento da armadura negativa deve ser considerada a não continuidade das nervuras para efeito de cálculo. O diagrama de momento fletor para o caso de nervuras bi-apoiadas submetidas a carregamento distribuído como mostrado na Figura 3.14 leva às equações 3.7 e 3.8.

$$M_1 = \frac{p.l_1^2}{8} \quad \text{Eq. 3.7}$$

$$M_2 = \frac{p.l_2^2}{8} \quad \text{Eq. 3.8}$$

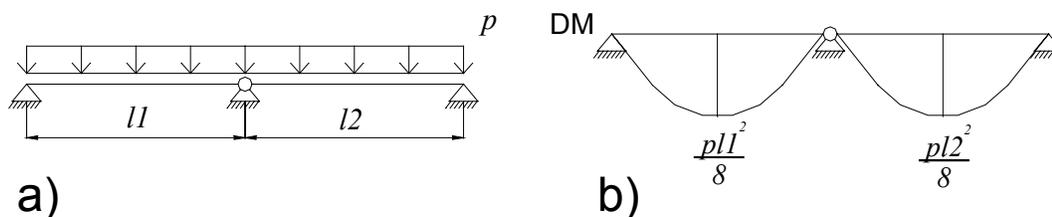


FIGURA 3.14 a) Esquema estrutural de laje isostático e b) Diagrama de momento fletor de laje isostático

Usando vãos simplesmente apoiados é possível, uma vez fixada a geometria e a armadura, calcular os momentos resistidos ou vãos máximos que podem ser empregados, montando-se tabelas que permitam aos projetistas escolher os tipos de lajes sem calculá-las. As primeiras tabelas que surgiram indicavam para cada geometria e ação aplicada, qual o máximo vão possível, como na tabela 3.1. Entretanto essa tabela não leva em consideração a quantidade de armadura e nem o efeito da fissuração e da fluência do concreto.

TABELA 3.1 Laje pré-moldada tipo trilho – apoio simples – intereixo de 33 cm, vãos livres máximos (metros) (CARVALHO E FIGUEIREDO (2001))

p (kN/m ²)	0,5	1,0	2,0	3,5	5,0	8,0	10,0	12,0
$\beta_{9,5}$	4,20	4,00	-	-	-	-	-	-
β_{11}	4,50	4,30	4,10	3,50	2,70	-	-	-
β_{15}	5,70	5,50	5,30	4,50	3,40	-	-	-
β_{20}	6,90	6,80	6,50	5,70	4,60	3,30	2,70	-
β_{25}	8,30	8,10	7,90	6,70	5,50	4,00	3,30	2,90
β_{30}	-	-	9,00	8,70	8,40	6,20	5,30	4,60
β_{35}	-	-	10,3	9,90	9,60	7,20	6,20	5,40

Onde p é a carga atuante ($q + g_2$) exceto o peso próprio da laje, que já foi computado

Tabelas mais próximas da realidade, como a tabela 3.2, por considerarem a quantidade de armadura e o efeito da fissuração e da fluência são apresentadas em CARVALHO (2001).

Em virtude do aparecimento de programas e uso do sistema hiperestático as tabelas anteriores perderam sua utilidade, servindo apenas como referencia para uma análise rápida ou um pré dimensionamento.

Nota-se que as tabelas do tipo 3.2 são mais completas indicando inclusive a armadura a adotar. Durante muitos anos e até hoje foram empregadas pelos fabricantes como única fonte de dimensionamento. Bastando ao usuário a partir do vão, carga acidental e escolha da altura da laje consultar a tabela e obter a armadura necessária . Em MESQUITA E CARVALHO (1999) são ainda fornecidas tabelas para a determinação da contra flecha a se empregar em cada caso.

Tabela 3.2 Valores máximos (m) de vãos para lajes simplesmente apoiadas com altura de 12 cm (capa de 4 cm); ruptura e deformação excessiva atendidas (CARVALHO e FIGUEIREDO 2001)

LAJE TRELIÇADA – β_{12}							
Classe e armadura (cm ²)	CARGAS (kgf/m ²)						
	FORRO	50	100	150	200	350	500
6 - 0,488	3,75	3,55	3,25	3,00	2,80	2,40	2,10
7 - 0,537	3,80	3,60	3,40	3,15	2,95	2,50	2,20
8 - 0,591	3,85	3,65	3,50	3,30	3,10	2,60	2,30
9 - 0,650	3,90	3,70	3,55	3,40	3,20	2,70	2,40
10 - 0,715	3,95	3,75	3,60	3,45	3,30	2,80	2,50
11 - 0,787	4,05	3,80	3,65	3,50	3,40	2,85	2,55
12 - 0,865	4,10	3,90	3,70	3,55	3,45	2,95	2,65
13 - 0,952	4,15	3,95	3,75	3,65	3,50	3,00	2,70
14 - 1,047	4,25	4,05	3,85	3,70	3,55	3,10	2,80
15 - 1,152	4,35	4,10	3,90	3,75	3,65	3,20	2,85
16 - 1,267		4,20	4,00	3,85	3,70	3,30	2,95
17 - 1,394			4,10	3,95	3,80	3,45	3,05
18 - 1,533			4,20	4,05	3,90	3,55	3,15
19 - 1,686			4,30	4,10	4,00	3,65	3,25
20 - 1,855			4,40	4,20	4,05	3,75	3,35
21 - 2,040				4,30	4,15	3,80	3,45
22 - 2,244				4,45	4,30	4,00	3,55
23 - 2,469				4,55	4,40	4,00	3,65
24 - 2,716				4,65	4,50	4,10	3,80
25 - 2,987				4,75	4,60	4,20	3,90
26 - 3,266				4,85	4,70	4,30	4,00
27 - 3,615				5,00	4,80	4,45	4,15

Intereixo = 50 cm; peso próprio = 141 kgf/m²; f_{ck} = 20 MPa; coeficiente de fluência ϕ = 2.

3.5.1.2 Vigas hiperestáticas com modelo linear

O diagrama de momento fletor para o caso de nervuras hiperestáticas, usando-se o modelo linear ou elástico, submetidas a carregamento distribuído como mostrado na Figura 3.15a conduz, por exemplo, ao diagrama de momento indicado em 3.15b, para tanto é necessário que a seção junto ao apoio resista ao momento negativo

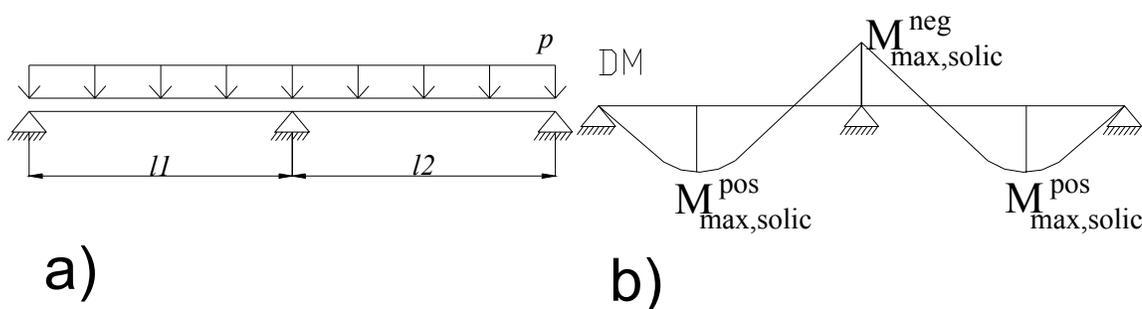


FIGURA 3.15 a) Esquema estrutural de laje hiperestático e b) Diagrama de momento fletor de laje hiperestático

O cálculo nesse caso deve ser feito com os processos tradicionais, supondo que os apoios das nervuras sejam indeslocáveis na vertical (processo de viga independente). No caso da estrutura apresentada na figura 3.15 o momento fletor negativo máximo na nervura calculado partir do processo dos esforços é dado pela equação 3.9:

$$M_{\max, \text{solic}}^{\text{neg}} = -\frac{p}{8} \times \frac{(l_1^3 + l_2^3)}{(l_1 + l_2)} \quad \text{Eq. 3.9}$$

Para $l_1 = l_2$ (vãos iguais), temos

$$M_{\max, \text{solic}}^{\text{neg}} = -p l^2 / 8 \quad \text{Eq. 3.10}$$

E o momento fletor positivo máximo na nervura calculado a partir do processo dos esforços (equações 3.11, 3.12 e 3.13):

$$M_{\max, \text{solic}}^{\text{posit}} = \left(\frac{p \times l_1}{2} - \frac{M}{l_1} \right) \times \left(\frac{l_1}{2} - \frac{M}{p \times l_1} \right) - \frac{p}{2} \times \left(\frac{l_1}{2} - \frac{M}{p \times l_1} \right)^2 \quad \text{Eq. 3.11}$$

Para $l_1 = l_2$, temos que $M = \frac{p \times l^2}{8}$ Eq. 3.12

$$M_{\max, \text{solic}}^{\text{posit}} = \frac{9}{128} \times p \times l^2 \quad \text{Eq. 3.13}$$

A fissuração não deve alterar significativamente os esforços seccionais, porém no caso do Estado Limite de Serviço (ELS) a verificação de flecha deve levar em conta este efeito (fissuração).

3.5.2 Emprego de trecho maciço junto ao apoio

Consiste na utilização de seção maciça de concreto (figura 3.16) na região onde a seção nervurada não resiste ao momento negativo. O trecho de laje maciça em regiões próximas aos apoios é obtido com a substituição do material de enchimento, no trecho preestabelecido pelo cálculo, por concreto moldado no local que será lançado sobre uma tabua que se apóia nas guias e pontaletes.

Essa solução deve ser empregada nos trechos de lajes onde o momento fletor negativo resultou maior que o momento resistente da nervura. Calcula-se a extensão do trecho onde seria necessário executar a região de laje maciça, ou seja, determina-se a distância x (figura 3.17) a partir do qual o valor do momento fletor solicitante é maior que o valor do momento fletor resistente na seção.

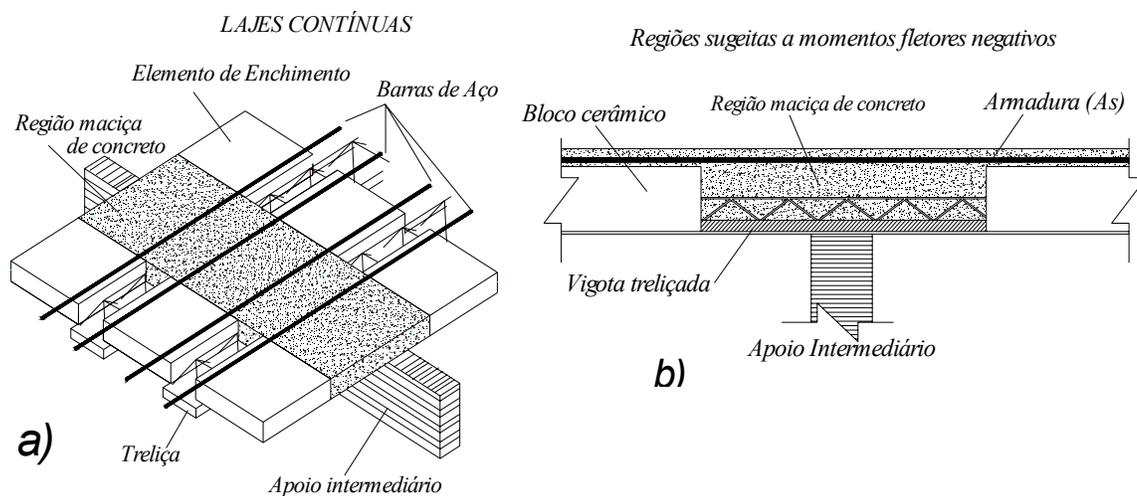


FIGURA 3.16 a) Perspectiva da região maciça de concreto. b) Seção transversal maciça de concreto (CARVALHO E FIGUEIREDO (2001))

Para a determinação da largura do trecho maciço após ser calculado o momento máximo resistido pela seção da nervura, basta encontrar no diagrama de momento fletor da laje a seção em que o momento fletor é numericamente igual a este valor.

O valor do momento máximo resistido em serviço é $M_R = M_{Rd} / 1,4$, que substituindo na equação do momento $M = Rx - \frac{px^2}{2}$, fornece o valor de x , assim, a região maciça, de cada lado do apoio será $\ell - x$

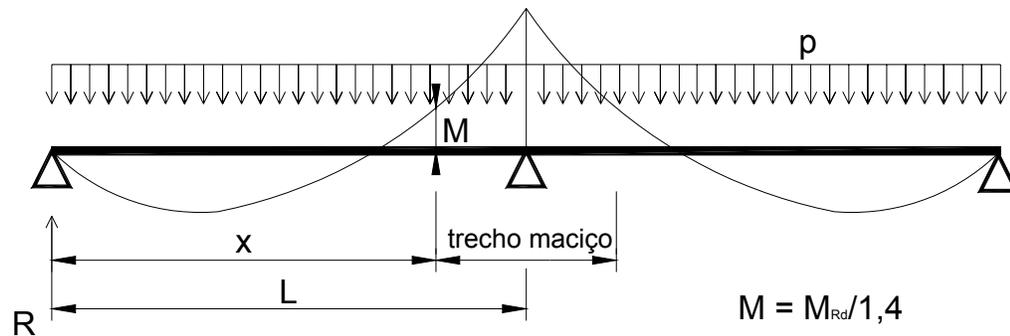


FIGURA 3.17 Determinação do trecho maciço

3.5.3 Redistribuição de esforços no apoio central

Outra alternativa para resolver o problema do momento negativo no apoio ser maior que o resistente da laje nesta região é a consideração da redistribuição de momentos na viga, supondo-se que o momento fletor no apoio esteja limitado a um determinado valor. Portanto a análise linear seguida por uma redistribuição limitada de momentos fletores tem sido introduzida, comumente, em projetos. Dentre as principais vantagens de se utilizar a redistribuição de momentos fletores o CEB (1982) lista os seguintes:

- A transferência de esforços solicitantes para as áreas com tensões mais baixas;
- Menor taxa de armadura localizada nas áreas de momentos fletores negativos, portanto, tensões reduzidas na região comprimida da seção;
- Redução do congestionamento das barras de aço sobre os apoios de lajes contínuas, melhorando as condições de concretagem nestas áreas críticas;
- Maior liberdade no detalhamento da armadura.

Os critérios para limitar a redistribuição dos momentos fletores variam de acordo com as normas utilizadas. A norma brasileira NBR 6118:2003 e a norma espanhola

EF-96 (1997) são freqüentemente utilizadas por projetistas na realização do cálculo com momentos fletores redistribuídos das lajes com vigotas pré-moldadas. Considerando a redistribuição plástica como função do momento resistente da seção submetida ao momento fletor negativo, impondo no dimensionamento um valor limite para a linha neutra. Sendo o grande problema deste procedimento a impossibilidade de se fazer de maneira segura a verificação do Estado Limite Último de Deformação Excessiva. Os critérios recomendados na norma brasileira NBR 6118 e pela espanhola EF-96 são mostrados a seguir:

3.5.3.1 Recomendações da norma brasileira NBR 6118 (2003)

A NBR 6118(2003) não trata da redistribuição dos esforços de forma específica para as lajes nervuradas. Sendo as considerações a respeito da redistribuição de esforços para estruturas de elementos lineares especificadas a seguir:

“Limites para a redistribuição de momentos e condições de ductilidade

A capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor x/d , maior é essa capacidade.

Para melhorar a ductilidade das estruturas nas regiões de apoio das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais, mesmo quando não forem feitas redistribuições de esforços solicitantes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- a) $x/d \leq 0,50$ para concretos com $f_{ck} \leq 35$ MPa; ou
- b) $x/d \leq 0,40$ para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa.

Esses limites podem ser alterados se forem utilizados detalhes especiais de armaduras, como por exemplo os que produzem confinamento nessas regiões.

Quando for efetuada uma redistribuição, reduzindo-se um momento fletor de M para $\delta.M$, em uma determinada seção transversal, a relação entre o coeficiente de redistribuição δ e a posição da linha neutra nessa seção x/d , para o momento reduzido $\delta.M$,

deve ser dada por:

a) $\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot x/d$ para concretos com $f_{ck} \leq 35$ MPa; ou

b) $\delta \geq 0,56 + 1,25 \cdot x/d$ para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa.

O coeficiente de redistribuição deve, ainda, obedecer aos seguintes limites:

a) $\delta \geq 0,90$ para estruturas de nós móveis;

b) $\delta \geq 0,75$ para qualquer outro caso.

Pode ser adotada redistribuição fora dos limites estabelecidos nesta Norma, desde que a estrutura seja calculada mediante o emprego de análise não linear, com verificação explícita da capacidade de rotação de rótulas plásticas.

3.5.3.2 Recomendações da norma espanhola EF-96

De acordo com a norma espanhola EF-96, no cálculo dos esforços em lajes com vigotas pré-moldadas pode ser considerada uma redistribuição plástica dos momentos fletores correspondente a 15 % ou, no máximo, a redistribuição que resulta ao se igualar os máximos momentos fletores negativos e positivos em cada tramo. A redistribuição máxima admitida para lajes contínuas pode ser obtida a partir do seguinte procedimento:

a) Momentos fletores positivos: igualar os valores do máximo momento fletor positivo e dos momentos fletores nos apoios para cada tramo interno e valor do momento fletor máximo positivo e do momento fletor do apoio para o tramo extremo (figura 3.18a).

b) Momentos fletores negativos: adota-se, no mínimo, a linha de fechamento formada pelos máximos momentos fletores negativos nos apoios internos encontrados em a) e para os apoios extremos, considerar um momento fletor negativo com valor igual a quarta parte do máximo momento fletor positivo deste vão (figura 3.18b).

c) Balanços: deve-se considerar o máximo momento fletor que resulta ao se considerar a carga atuante no balanço ou a quarta parte do momento fletor positivo do vão adjacente (figura 3.18b).

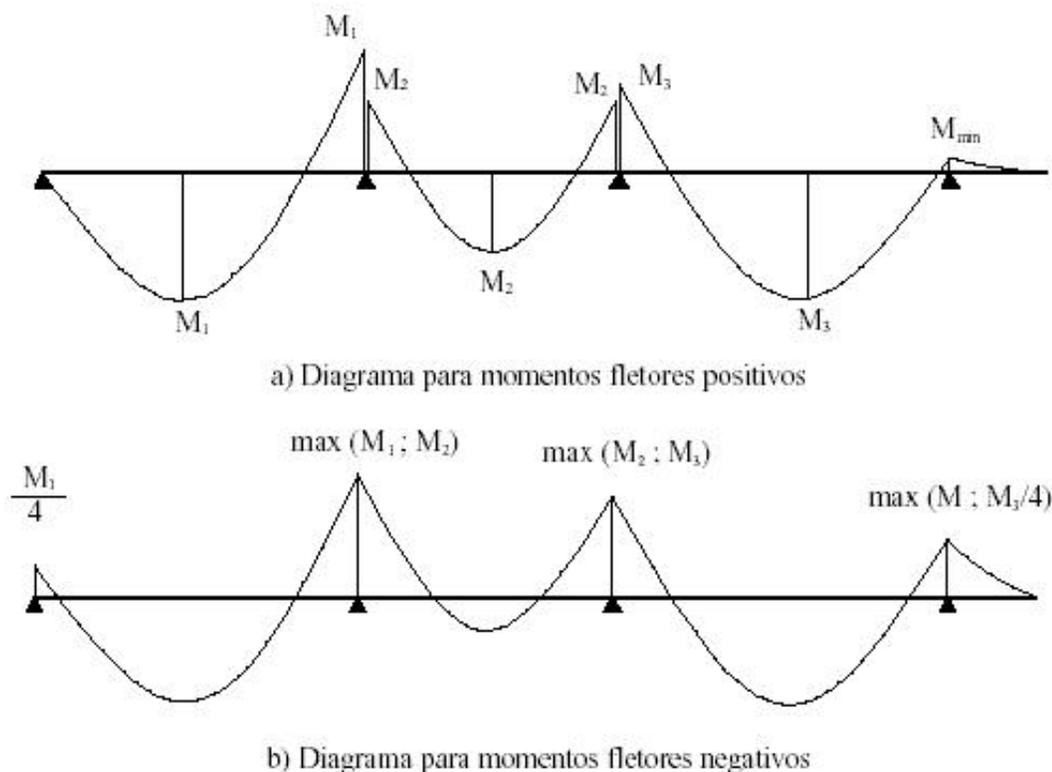


FIGURA 3.18– Diagramas dos momentos de acordo com a norma espanhola EF-96 (1997)

Nos apoios onde não há continuidade será considerado um momento fletor negativo não inferior a $\frac{1}{4}$ do máximo momento fletor positivo do tramo.

Esta norma observa que todos os vãos deverão resistir, no mínimo, a um momento fletor positivo igual a $\frac{1}{2}$ do seu momento fletor isostático.

3.5.3.3 Dimensionamento usual

No projeto de uma laje contínua formada por elementos pré-moldados é usual não se adotar no dimensionamento os momentos fletores negativos obtidos a partir da análise linear. Isso porque os momentos fletores negativos são da mesma ordem de grandeza dos momentos fletores positivos e a resistência da seção “T” a momentos negativos ser muito inferior à resistência a momentos fletores positivos.

A solução empregada por muitos projetistas para resolver o problema da continuidade consiste em adotar para o valor do momento negativo no apoio aquele calculado como sendo o momento resistente negativo na nervura. Para tanto é necessário arbitrar a posição da linha neutra com valores inferiores a linha neutra que corresponde ao limite entre os domínios 3 e 4, que é a situação mais favorável, pois os dois materiais atingem sua máxima capacidade resistente e são melhor aproveitados. Verifica-se, então, se o momento positivo máximo solicitante não é superior ao momento resistente. Isto é feito introduzindo-se uma rótula no apoio submetida ao $M_{\max, resist}^{neg}$, sendo o valor do momento aplicado nessa rótula igual ao valor obtido a partir de parcelas do momento resistente negativo.

Desvantagem do método de redistribuição de momentos esta na dificuldade da determinação do valor da flecha.

3.5.4 Processo de vigas independentes considerando o cálculo não linear

A avaliação dos deslocamentos e esforços solicitantes em uma estrutura depende de uma estimativa segura dos parâmetros de rigidez dos elementos de concreto. Como já foi dito essa avaliação se torna complexa pelo fato de que parte do elemento trabalha no Estádio I e parte no Estádio II e no caso de estruturas hiperestáticas a estimativa dos parâmetros de rigidez se torna ainda mais importante, pois sua mudança afeta além dos deslocamentos, os esforços solicitantes.

3.5.4.1 Carregamento incremental

A aplicação do carregamento incremental é uma técnica utilizada para se considerar a não linearidade física do concreto, através de cálculos lineares. Consiste em considerar o carregamento atuante na estrutura a partir da soma de n etapas de carga ou incrementos de carga, possibilitando a atualização da rigidez da estrutura a cada nova etapa de carga.

Em cada etapa de carga, considera-se que existe linearidade entre esforços e deslocamentos, bastando para alcançar precisão suficiente um certo número mínimo de etapas de carregamento. Desse modo um problema não-linear passa a ser resolvido de forma linear, através da soma de parcelas lineares. A cada nova etapa de carregamento a rigidez a ser utilizada para o elemento é obtida a partir da consideração do nível de sollicitação da etapa anterior. E portanto com o aumento do número de etapas de carregamentos maior será a aproximação com o comportamento não-linear (figura 3.19).

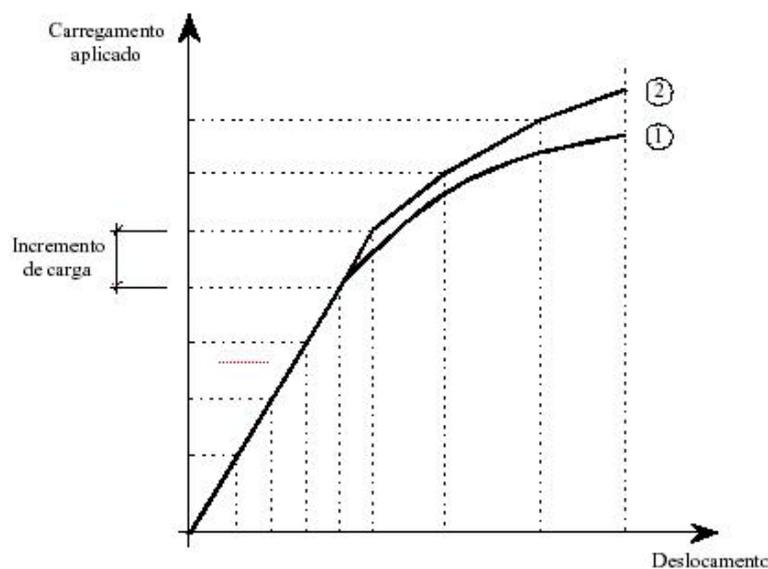


FIGURA 3.19 – Diagrama carga x deslocamento: 1)desenvolvimento real 2)desenvolvimento por etapas lineares, CARVALHO (1994).

3.5.4.2 Determinação da força última no modelo hiperestático com controle de rotação.

Uma outra técnica com carregamento incremental é descrita por Merlin (2002) onde se considera critérios para a determinação da força última que são:

- Capacidade de rotação das rótulas plásticas.
- Formação de mecanismo de colapso.

3.5.4.2.1 Critério da capacidade de rotação das rótulas plásticas

Esse critério é utilizado para verificar a capacidade de rotação plástica das rótulas nas regiões críticas é ultrapassada

Quando no carregamento incremental do modelo teórico o momento fletor de uma seção atinge M_u é criada uma rótula plástica, impossibilitando a obtenção da curvatura desta seção pela relação momento x curvatura do CEB (1998). A curvatura então é determinada a partir da hipótese que nas suas proximidades a deformada do elemento estrutural será aproximada por um arco (figura 3.20) e portanto a curvatura é determinada pela equação 3.15:

$$\frac{l}{r} = \frac{2.a}{(l_e)^2 + a^2} \quad \text{Eq. 3.15}$$

$$\text{onde: } a = d_2 - \left(\frac{d_1 + d_3}{2} \right)$$

l_e - tamanho do elemento e d—deslocamento

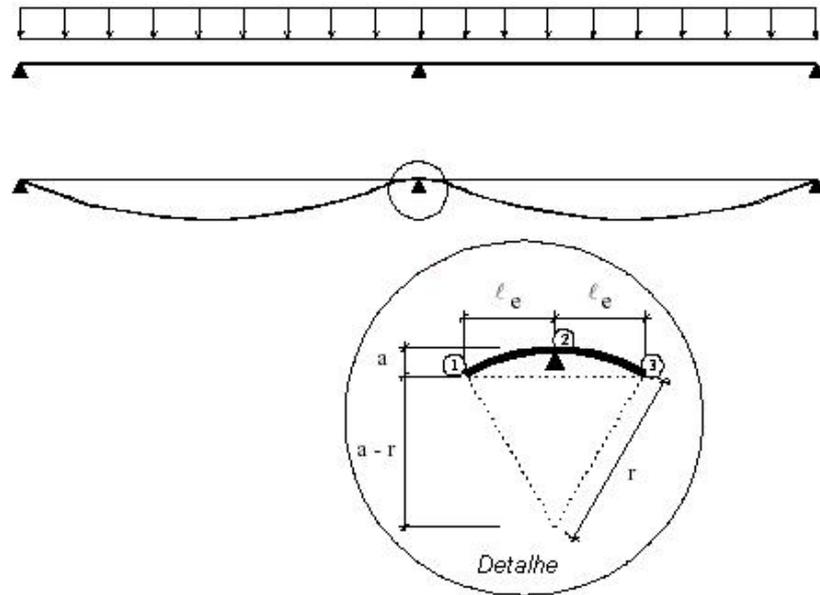


FIGURA 3.20 – Determinação da curvatura média a partir dos deslocamentos, MAGALHÃES (2001)

A partir da criação da rótula plástica a consideração de rotação plástica será realizada considerando o modelo de *Darmstadt-Leipzig* apresentado no CEB(1998), e também utilizado por MAGALHÃES (2001) para a análise de lajes contínuas. De acordo com esse modelo, a capacidade de rotação plástica está dividida em duas partes que são determinadas separadamente, conforme a equação 3.16:

$$\theta_{pl} = \theta_{pl, fle} + \theta_{pl, cort} \quad \text{Eq. 3.16}$$

onde:

θ_{pl} - capacidade de rotação da rótula plástica;

$\theta_{pl, fle}$ - parcela da rotação plástica decorrente do esforço de flexão;

$\theta_{pl, cort}$ - parcela da rotação plástica decorrente do esforço cortante.

Por ser o esforço de flexão o predominante em uma laje, considera-se nas verificações da capacidade de rotação das rótulas plásticas somente a parcela de

deformação decorrente dos esforços de flexão. Com isso a expressão que fornece a capacidade de rotação das rótulas plásticas segundo o modelo de *Darmstadt-Leipzig* é a equação 3.17:

$$\theta_{pl} = \frac{a_q}{d} \left[\frac{I}{r_{lr}} \cdot d \cdot \left(\frac{M_y}{M_u} - 1 \right) + \frac{I}{r_y} \cdot d \cdot \left(\frac{M_r}{M_y} - \frac{M_r}{M_u} \right) + \frac{I}{r_u} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{M_y}{M_u} \right) \right] \quad \text{Eq. 3.17}$$

3.5.4.2.2 Critério da formação de um mecanismo de colapso

O critério da formação do mecanismo de colapso pode ser visualizado da seguinte maneira seja uma viga engastada numa extremidade e apoiada na outra e uma carga concentrada F no centro (figura 3.21 a). O diagrama de momentos fletores tem o aspecto apresentado na figura 3.21 b, com o máximo momento fletor ocorrendo na extremidade engastada.

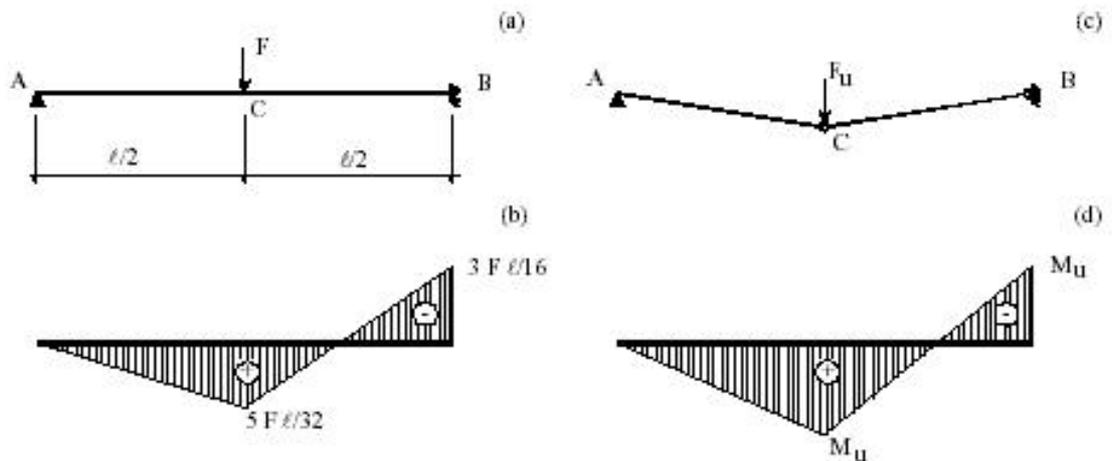


FIGURA 3.21 – Critério da formação de um mecanismo de colapso, MAGALHÃES (2001)

Com o incremento do carregamento a seção B será a primeira a escoar, após um novo acréscimo de carga em F, começará a ocorrer o escoamento da seção C, onde há um pico no diagrama dos momentos fletores. Com o aumento do carregamento ocasionado por novas etapas do incremento, forma-se uma rótula plástica na extremidade B. Entretanto, esta única articulação não provoca falha do elemento estrutural, pois este se comporta como uma estrutura estaticamente determinada,

suportando uma carga F na seção C e um momento fletor M_u em B . Com este esquema estático, a estrutura ainda suportará um acréscimo de carga até que o momento fletor em C também atinja o momento último desta seção. Nesta ocasião, existirão articulações plásticas nas seções B e C e a estrutura formará um mecanismo. Então, existirão deslocamentos ilimitados e não é mais possível nenhum acréscimo de carga, sendo atingida a carga de ruptura. Lembrando-se que para isso é necessário que a rótula apresente capacidade de rotação suficiente para que seja possível também criar uma rótula no meio do vão.

3.6 A ação do carregamento nas vigas de contorno

A utilização mais comum do sistema de lajes pré-moldadas apresenta as vigotas dispostas em uma única direção, geralmente a do menor vão, desse modo as vigas nos quais essas vigotas estão apoiadas recebem a maior parte da carga. O que representa uma desvantagem pois enquanto algumas vigas recebem a maior parte do carregamento oriundo do pavimento e a transmitem aos pilares, outras contribuem pouco com essa transmissão.

Para tentar determinar a distribuição das cargas nas vigas de contorno deve-se verificar se a capa de concreto confere rigidez suficiente ao pavimento na outra direção propiciando que também as vigas laterais recebam uma parcela da carga proveniente da laje, e qual o valor estimado dessa parcela. Comparações teóricas foram feitas por CARVALHO e FIGUEIREDO (2001), variando algumas características. O objetivo foi verificar a influência nos valores das reações nas vigas de apoio, da geometria do painel, da relação entre inércia e capa (para simular a influencia da fissuração desses elementos) e das vigas de contorno.

Para levar em conta a diminuição da inércia das seções provocada pela fissuração é utilizada, em alguns casos, a expressão de BRANSON (1968) que fornece um momento de inércia médio ao longo de todo o elemento fissurado

O processo utilizado para análise foi o da grelha equivalente sendo os valores das variáveis e os resultados apresentados na tabela 3.3

TABELA 3.3 Exemplos estudados e porcentual de cargas transferida para as vigas secundárias

Exemplo	Dimensão pavimento	Espessura capa (cm)	Altura laje (cm)	Condição Contorno	Fissuração capa	Fissuração vigas	%absorvida nas vigas secundarias
1	3,30x3,63	3,0	11,0	Indeslocável	Não	Não	24
2	3,30x3,63	3,0	11,0	Indeslocável	Sim	Não	16
3	3,30x7,26	3,0	11,0	Indeslocável	Não	Não	11
4	3,30x7,26	3,0	11,0	Indeslocável	Sim	Não	8
5	3,30x3,63	3,0	11,0	Viga 12x40	Não	Não	27
6	3,30x3,63	3,0	16,0	Viga 12x40	Não	Não	16
7	3,30x3,63	3,0	16,0	Viga 12x40	Sim	sim	20

Chegando-se às seguintes conclusões:

- A trajetória das cargas é influenciada significativamente pela geometria da laje. Quanto mais próxima da forma quadrada, maior a parcela de forças absorvida pela viga paralela aos trilhos. Quando a relação entre as dimensões dos lados do painel passa de 1 para 2, independente da fissuração, a parcela da carga nas vigas paralelas às nervuras cai aproximadamente 50%.
- A espessura da capa influi na distribuição das cargas, quanto maior a espessura em relação à espessura da laje maior o efeito.
- A fissuração do concreto, provoca uma diminuição na parcela do carregamento que é absorvida pelas vigas paralelas em relação aos pavimentos não fissurados, chegando em alguns casos a uma diminuição de aproximadamente 70%.
- O efeito da deslocabilidade das vigas de apoio tem influência pequena, mas não desprezível, a parcela do carregamento total que vai para as vigas paralelas às nervuras pré-moldadas é maior quando há a deformação das vigas (as maiores diferenças notadas estão em torno de 10%).

Com isso percebe-se que a consideração da laje pré-moldada como um conjunto de vigas isoladas pode levar a resultados contra a segurança no que se refere à distribuição do carregamento na laje para as vigas de contorno e embora algumas situações ainda mereçam um estudo mais detalhado recomenda-se que em torno de 25%

da carga do pavimento seja transmitida a essas vigas, mantendo-se, por segurança, o total da carga nas outras vigas.

3.7 Programas existentes

Dentre os programas existentes para o dimensionamento de lajes pré-fabricadas que foi possível ter acesso cita-se os seguintes:

- Software de cálculo de lajes treliçadas – Gerdau;
- Treliças Belgo versão 1.0 – Belgo Mineira;
- Lajes Nervuradas CypeCAD – Multiplus;
- Lajes Treliçadas – TQS.

Os dois primeiros têm telas de entrada de dados bem amigáveis, próprias para se fazer estudos de diversas situações, sendo muito fácil variar as entradas de dados. Ambos usam como modelo de cálculo o de viga independente, permitem o uso da expressão de Branson na questão da continuidade. Em todos os casos detalha a armadura longitudinal de flexão.

O sistema CYPECAD embora não tenha um módulo específico para laje pré-fabricada com as características das lajes brasileiras, permite através de lajes nervuradas usando o módulo de viga independente o cálculo destes elementos. O manual de cálculo é muito resumido indicando apenas que o projetista pode ou não considerar a continuidade, bastando alinhar ou não as nervuras. Como resultado final apresenta apenas o diagrama de momento das nervuras sem detalhar a armadura, como curiosidade o programa gera a região maciça de concreto necessária quando o momento negativo no apoio não pode ser resistido apenas pela nervura em “T”, mas essa região só pode ser vista na tela do computador, não sendo apresentada nos desenhos de fôrma gerados.

O programa TQS com módulo de lajes treliçadas, entre os analisados, parece ser o mais completo do mercado. Usa o processo de grelha equivalente

considerando inclusive as vigas de apoio como deformáveis. Apresenta a possibilidade de verificar a flecha considerando a fissuração do concreto e possui um manual de 128 páginas bem detalhado para o usuário.

As versões consultadas dos programas ainda estavam de acordo com a NBR 6118 (1980), mas há confirmações que todos estão sendo atualizados.

O uso e o estudo mais minucioso de todos estes programas fará parte de outro projeto de mestrado que se encontra em desenvolvimento no programa de pós-graduação em Construção Civil da UFSCar.

DIMENSIONAMENTO EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO E DE CISALHAMENTO

4 Capítulo

4.1 Introdução

Segundo a **NBR 6118 (2003)** as verificações dos estados limites últimos e de serviço devem ser atendidas para todos os elementos estruturais. Para lajes nervuradas pré-moldadas são, em geral, determinantes no dimensionamento: o Estado Limite Último de Capacidade Resistente das seções sob flexão e cisalhamento cujos procedimentos são mostrados neste capítulo e o Estado Limite de Utilização para Deformação Excessiva mostrado no capítulo seguinte.

4.2 Procedimento de cálculo considerando a verificação dos estados limites

O Estado Limite Último (ELU) é o estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura. Enquanto que o estado limite de deformação excessiva (ELS-DEF) é o estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal.

A verificação de colapso na flexão nas lajes nervuradas pré-fabricadas é feita de acordo com as hipóteses básicas da flexão contidas na Norma **NBR 6118 (2003)**. Considera-se,

neste caso, que a seção transversal tenha a forma de um “T”. Primeiramente é necessário o cálculo da largura b_f (largura colaborante) da capa de concreto que contribui para resistir aos esforços aplicados (**figura 4.1**). Este valor pode ser obtido segundo a equação 4.1

$$b_f \leq \begin{cases} b_w + 0,10 \cdot a \\ b_w + 2 \cdot b_1 \end{cases} \quad \text{Eq. 4.1}$$

onde

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5 \cdot b_2 \\ 0,10 \cdot a \end{cases}$$

A distância a pode ser estimada, em função do comprimento ℓ do tramo considerado, como se apresenta a seguir:

- viga simplesmente apoiada: $a = 1,00 \ell$;
- tramo com momento em uma só extremidade: $a = 0,75 \ell$;
- tramo com momentos nas duas extremidades: $a = 0,60 \ell$;
- tramo em balanço: $a = 2,00 \ell$.

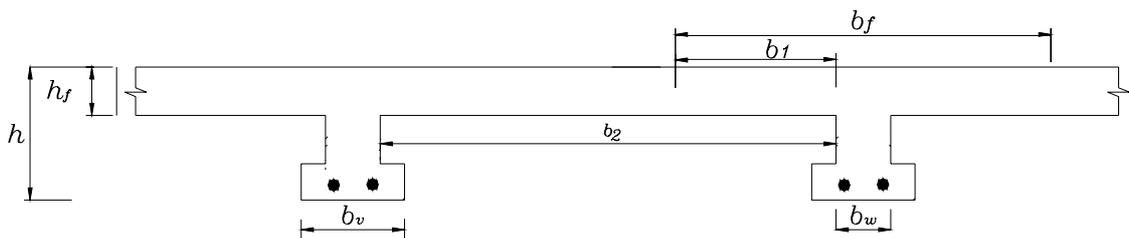


FIGURA 4.1- Esquema para o cálculo da largura colaborante

4.3 Dimensionamento no estado limite último de flexão simples

Considerando atuando na seção transversal de um elemento de concreto armado um momento fletor (M) crescente que varia de zero até um valor que leve o elemento ao colapso, nota-se níveis distintos de deformação denominados **Estádios** (figura 4.2), que determinam o comportamento da seção até a sua ruína.

Pode-se conceituar cada um destes estádios como sendo:

Estádio I - também chamado de estado elástico, onde sob a ação de um momento fletor M_I de pequena intensidade, a tensão de tração no concreto não ultrapassa sua resistência característica à tração (f_{tk}), neste Estádio temos:

- o diagrama linear de tensão normal ao longo da altura da seção;
- as tensões nas fibras são proporcionais às deformações, correspondendo ao trecho linear do diagrama tensão-deformação do concreto
- ainda não aparecem fissuras visíveis a olho nú.

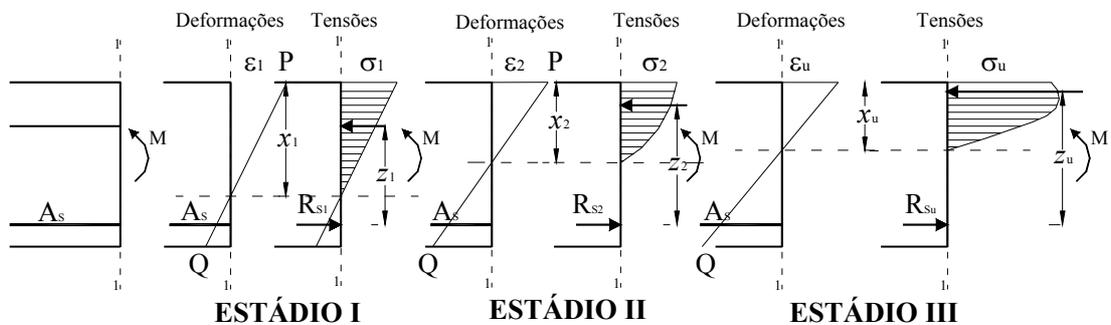


FIGURA 4.2 – Comportamento da seção transversal nos três Estádios de uma viga de concreto armado na flexão normal simples [MONTROYA, 1978]

Estádio II –com o aumento do valor do momento fletor para $M_{II} > M_r$, as tensões de tração na maioria dos pontos abaixo da linha neutra (LN) terão valores superiores ao da resistência característica do concreto à tração (f_{tk}):

- M_r é o momento de fissuração da seção transversal, ou seja, o momento acima do qual surge a primeira fissura de tração à flexão.

- considera-se que apenas o aço passa a resistir aos esforços de tração;
- admite-se que a tensão de compressão no concreto continue linear embora alguns autores a considere com variação parabólica como mostrada no desenho ;
- as fissuras de tração na flexão no concreto são visíveis.

Estádio III – com o aumento do valor do momento fletor até a um valor próximo ao de ruína (M_u) ocorre:

- o início do escoamento da fibra mais comprimida do concreto, atingindo a deformação específica de 0,35% (3,5%);
- o diagrama de tensões tende a ficar vertical (uniforme) para deformações superiores a 2%; com quase todas as fibras trabalhando com sua tensão máxima.
- a peça encontra-se bastante fissurada, com a fissuração quase atingindo quase a linha neutra;
- supõe-se que a distribuição de tensões no concreto ocorra segundo um diagrama parábola-retângulo. A norma admite, para efeito de cálculo, que o diagrama parábola-retângulo possa ser substituído por um retangular com a distância y , da linha neutra a borda mais comprimida, igual a 0,8 da real x (anexo I)

O dimensionamento das estruturas de concreto armado é feito, usualmente, no estado limite último (estádio III), pois as estruturas devem resistir, de forma econômica, aos esforços sem chegar ao colapso, as situações de serviço (Estádios I e II) são importantes, porém pode-se dizer que muitas vezes o próprio cálculo no estado limite último e o bom detalhamento da armadura conduz às verificações destas, que serão feitas quando necessário. Cabe ressaltar que no caso de lajes nervuradas com vigotas pré-moldadas em muitas situações o estado limite de deformação excessiva passa a ser determinante no cálculo.

4.3.1 Cálculo do valor da armadura

A quantidade de armadura longitudinal, para seções transversais retangulares, conhecidos a resistência do concreto (f_{ck}), largura da seção (b_w), altura útil (d) e tipo de aço (f_{yd} e ϵ_{yd}) é determinada, a partir do equilíbrio das forças atuantes na seção de acordo com os domínios (figura 4.3) estabelecidos pela NBR6118:2003 resultando em fórmulas e tabela como as encontradas em CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2001) que são apresentadas a seguir (Equações 4.2 e 4.3) e tabela I1 do anexo I:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} \quad \text{Eq. 4.2}$$

Onde:

M_d- momento fletor solicitante de cálculo na seção, no dimensionamento é obtido, em geral, multiplicando-se o momento em serviço pelo coeficiente de ponderação γ_f .

d- altura útil: distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até à fibra mais comprimida de concreto.

Com o valor de KZ (coeficiente adimensional) tirado da tabela 3.2 CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2001, pág. 113 (anexo I)) em função do coeficiente:

$$KMD = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \text{Eq. 4.3}$$

Onde:

b- largura da seção transversal de vigas de seção retangular ou da nervura (parte mais estreita da seção transversal), também chamada de alma, nas vigas de seção T.

A tabela I1 em questão fornece o coeficiente KX (braço de alavanca) que permite calcular a posição da linha neutra x ($KX=x/d$) e assim determinar o domínio de deformação em que a peça está trabalhando.

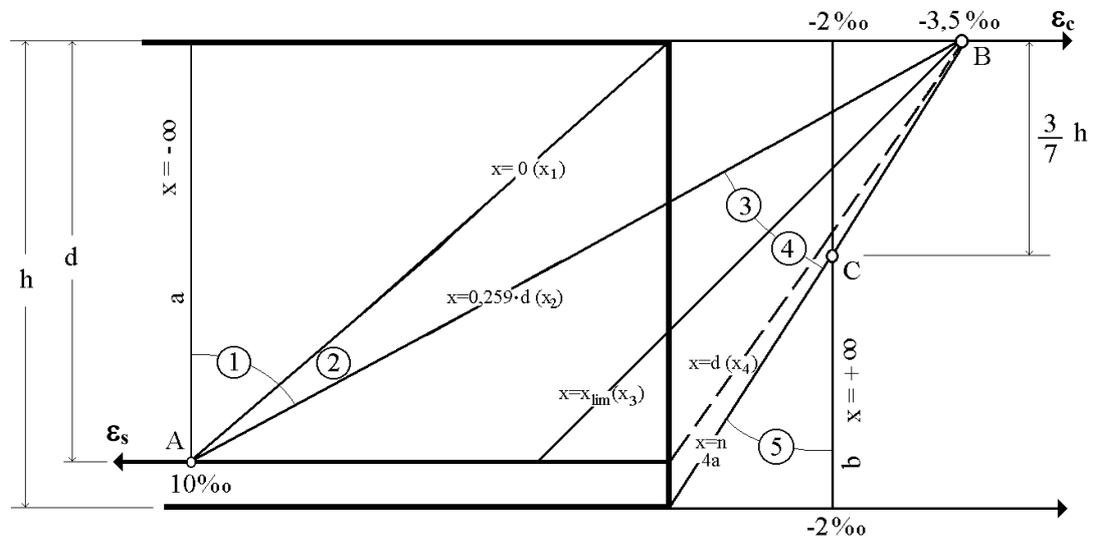


FIGURA 4.3 Domínios de deformação no estado limite último em uma seção transversal segundo a NBR:2003

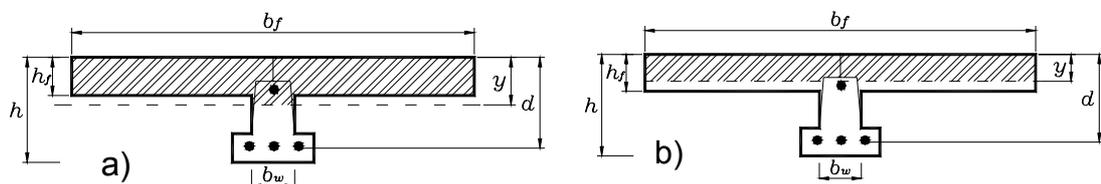


FIGURA 4.4 Seção transversal para cálculo do momento fletor negativo resistente a) LN na mesa b) LN na alma

Quando atuar um momento fletor positivo (tração na borda inferior) em seções transversais da laje nervurada há duas possibilidades em relação à linha neutra. Em uma situação, se a distância da linha neutra x for menor que a espessura da mesa h_f (ver figura 4.4 b) a região comprimida de concreto é um retângulo de lado b_f e altura x , podendo ser utilizado o procedimento anterior, usando-se no lugar de b na Eq. 4.3 o valor de b_f . Quando ao contrário $x > h_f$ usar-se-á o cálculo de viga Te como mostrado em CARVALHO e FIGUEIREDO (2001,pág. 117), onde determina-se a parcela do

momento resistido pelas abas (M_1) e pela alma da seção ($M_d - M_1$) ficando o valor da armadura total necessária dado pela Eq. 4.4. Determina-se o valor de KZ a partir do valor de KMD dado pela expressão 4.3 substituindo-se b por b_w e no lugar do momento o valor de $M_d - M_1$.

$$A_s = \frac{M_1}{\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \cdot f_{yd}} + \frac{M_d - M_1}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} \quad \text{Eq. 4.4}$$

Com

$$M_1 = (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \quad \text{Eq. 4.5}$$

4.3.2 Momentos resistentes pela seção da nervura

Como já visto no capítulo 3 item 3.5, por causa da geometria de sua seção a laje nervurada é mais eficiente para resistir aos momentos fletores positivos (mesa comprimida) do que os negativos (alma comprimida), devido à diferença na área da região comprimida

4.3.2.1 Momento resistente positivo pela seção da nervura

Para a determinação do momento resistente da seção, conhecida a largura b_f da capa de concreto que contribui para resistir aos esforços aplicados e a posição da linha neutra x tem-se :

para $x \leq h_f$ (seção como retangular Eq. 4.6)

$$M_d = (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot 0,8 \cdot x) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad \text{Eq. 4.6}$$

para $x \geq h_f$ (seção em Te Eq. 4.7).

$$M_d = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) + 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (b_w \cdot 0,8 \cdot x) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad \text{Eq. 4.7}$$

O momento máximo resistido se dá entre os domínios 3 e 4 ($x=x_{34}$) porque neste caso ocorre o máximo aproveitamento dos materiais que compõe o concreto armado, ou seja, a ruptura do concreto ocorre simultaneamente com o escoamento do aço, que é a situação ideal, pois os dois materiais atingem o máximo de sua capacidade resistiva e com grande deformação na armadura. Portanto o valor da distância da linha neutra à borda mais comprimida fica dada pela Eq. 4.8:

$$x = x_{34} = \left(\frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{yd}} \right) d \quad \text{Eq. 4.8}$$

Com ε_{yd} – deformação específica de escoamento do aço

Assim para calcular o momento máximo resistente determina-se o valor da linha x para o limite dos domínios 3 e 4 x_{34} (dado em 4.8) e conforme a situação ($x < h_f$ ou $x > h_f$) emprega-se 4.6 ou 4.7.

4.3.2.2 Momento fletor resistente negativo na seção nervurada

Para o cálculo do máximo momento fletor negativo resistente na seção considera-se a área da seção abaixo da linha neutra, como indicado na figura 4.5

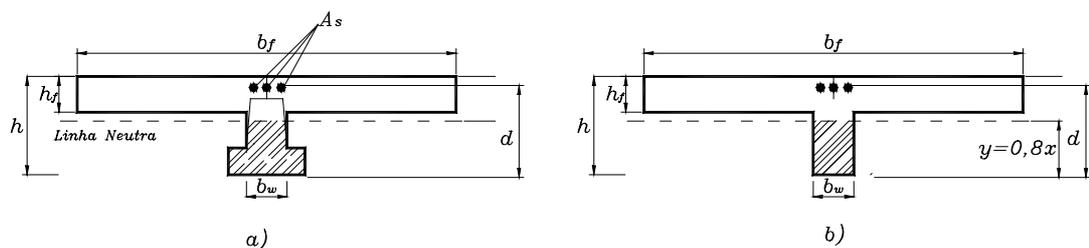


FIGURA 4.5 Seção transversal para cálculo do momento fletor negativo resistente: a) seção real b) seção de cálculo.

O valor do momento resistido acaba sendo o mesmo que o da expressão 4.6 trocando-se o valor de b_f por b_w

$$M_d = (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad \text{Eq. 4.9}$$

O máximo momento será obtido usando para o valor de x o obtido na equação 4.8, ou seja, $x=x_{34}$ considerando-se que $d-x>h_f$.

Lembrar que em todas as situações aqui discutidas considerou-se que a altura útil d da seção é maior que o valor mínimo necessário para que a peça trabalhe no domínio 2 ou 3 (no máximo no limite do 4). Tem-se sempre o caso de armadura simples e não dupla, mesmo porque a Norma Brasileira restringe o uso de armadura comprimida em nervuras com espessura menor que 8 cm que podem ocorrer em algumas situações.

4.3.3 Armadura mínima de flexão em lajes pré-fabricadas

A armadura mínima serve para melhorar o desempenho e utilidade à flexão, assim como controlar a fissuração. No caso de lajes armadas em uma só direção, o estudado aqui, de acordo com o item 19.3.3.2 da NBR6118:2003 tanto para armaduras negativas quanto positivas o valor da taxa mínima deve estar de acordo com os valores mínimos indicados para vigas que podem ser resumidos através da tabela 4.1

O fato da armadura da treliça eletrossoldada empregada ser de CA60 e armadura de reforço usualmente composta de barras de CA50 faz com que tenha que escolher um tipo de aço e adotar um valor de taxa mínima. Por observação da tabela o ideal é usar-se pelo menos um valor de taxa mínima de 0,15%.

Tabela 4.1 Taxas mínimas de armadura de flexão para viga.

Forma da seção	w_{min}	Valores de $\rho_{min} (A_{s,min}/A_c)$ em porcentagem para CA-50						
		Resistência característica do concreto (f_{ck}) em MPa						
		20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255

Os valores de taxa mínima foram feitos para CA50, $\gamma_c=1,4$, $\gamma_s=1,15$. Caso estes fatores sejam diferentes os valores da taxa de armadura deverá ser refeito considerando-se ω_{min} (abertura de fissura). Nas seções T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da largura colaborante.

4.4 Dimensionamento em relação ao cisalhamento

Apresenta-se a seguir os principais conceitos relativos ao comportamento resistente das vigas de concreto submetidas ao cisalhamento, que é um tema bastante complexo, devido às diversas variáveis envolvidas no fenômeno, por isso, as formulações normalmente ainda são baseadas em expressões empíricas ou semi-empíricas, mesmo com os contínuos esforços desenvolvidos para associar um modelo físico consistente ao fenômeno.

A utilização dos modelos de treliça é a base dos principais códigos e normas técnicas para o dimensionamento de vigas com armadura transversal, dentre eles, a NBR-6118(2003), o ACI-318(1995) e o CEB (1990). Recentemente também têm sido utilizados modelos mais refinados, aplicando-se técnicas de elementos finitos com as relações constitutivas dos materiais e dos mecanismos resistentes, considerando-se a fissuração do concreto. Outros modelos também podem ser citados, incluindo aqueles

baseados em conceitos da Mecânica da Fratura, que são especialmente úteis no caso das vigas sem armadura transversal, onde a ruptura por cisalhamento é tipicamente frágil.

As principais referências bibliográficas sobre o assunto datam do início deste século, a partir de 1908, e todas se baseiam nos trabalhos de MÖRSCH (reditado em 1948). Acreditava-se que a fissura de cisalhamento surgia quando as tensões tangenciais superassem a resistência a tração simples do concreto. Percebeu-se que isso era uma simplificação grosseira e que, na verdade, parte da força transversal seria resistida pela inclinação da tensão principal de compressão no banzo comprimido e pelo concreto situado entre as fissuras de flexão, que poderia fletir e induzir o aparecimento de forças de pino na armadura, que também contribuiriam na resistência à força cortante.

Segundo REGAN *apud* FURLAN JUNIOR (1995), de 1915 a 1950, pouco se estudou sobre o cisalhamento. Quando o assunto foi retomado, surgiram várias teorias e fórmulas que consideravam basicamente os mesmos dados empíricos. Muitos modelos se originaram a partir de observações experimentais. Neste caso muitas vezes os cuidados na execução dos modelos podem ser mais importantes do que o tratamento teórico.

Os trabalhos sobre o cisalhamento se concentram basicamente na determinação da força cortante que provoca o aparecimento da fissura diagonal (V_{cr}) e da força cortante última (V_u). O interesse na determinação do início da fissuração inclinada está relacionado com a resistência de vigas sem estribos (já que nestas peças, normalmente o valor de V_{cr} é associado à ruptura) e com o comportamento em serviço das vigas com estribos.

4.4.1 Considerações sobre os mecanismos resistentes

Nos elementos de concreto armado, o dimensionamento normalmente não se baseia nas tensões principais de tração e compressão, mas sim em tensões de cisalhamento. Na região submetida a momento fletor e força cortante, o estado de tensões principais de tração e compressão é inclinado, pois a força cortante produz tensões de cisalhamento que alteram os seus valores. As tensões principais são

decompostas em tensões de cisalhamento e em componentes normais nas direções x e y , esta última desprezível em seções distantes da região de introdução das cargas. Como o concreto não tem resistência à tração alta surgem fissuras e pode ocorrer a situação mostrada na figura 4.6.

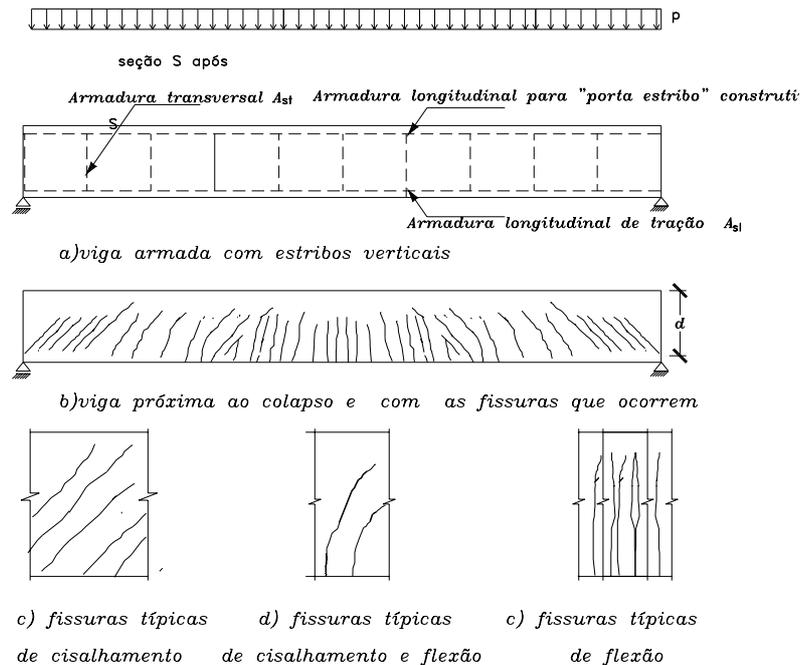


FIGURA 4.6 Comportamento de uma viga com fissuração de flexão e cisalhamento (adptado de CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO [2001]).

Com a fissuração generalizada e a peça chegando próxima ao estado limite último, considerando a armadura longitudinal e transversal como concentradas, o comportamento da viga pode ser associado a de uma treliça como indicada esquematicamente na figura 4.7 (situação simplificada).

Com o aumento da fissuração, as limitações das tensões de compressão no concreto, principalmente das bielas diagonais e um arranjo conveniente das armaduras transversal e longitudinal deve garantir a segurança da peça, impedindo que os componentes da treliça falhem sob as cargas de projeto. A limitação da tensão *convencional* (ou de referencia) de cisalhamento procura evitar que a ruptura por esmagamento da biela ocorra antes do escoamento da armadura transversal.

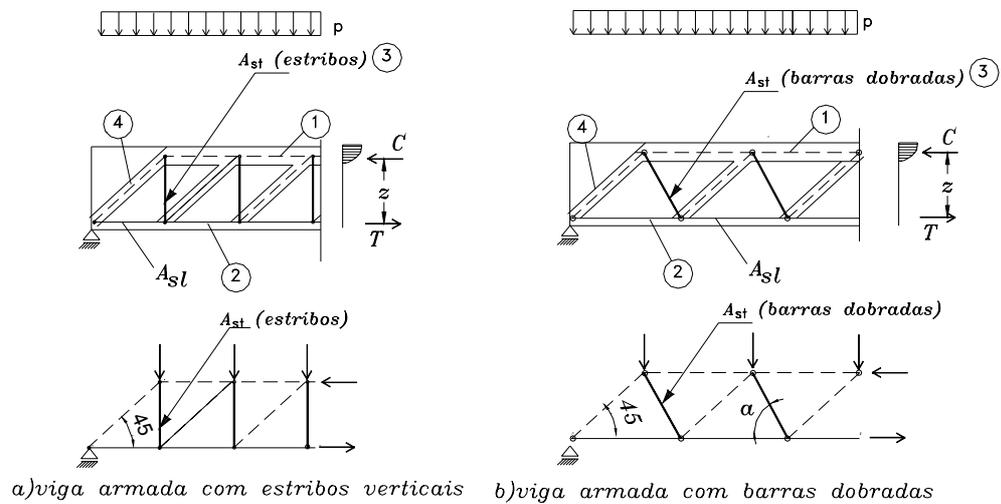


FIGURA 4.7 Esquema da treliça idealizada por Morsch para situação a) com estribos, b) armadura dobrada. Biela de concreto inclinada de 45° (modelo I) (adaptado de CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO [2001]).

A resistência ao cisalhamento é influenciada por vários parâmetros: o carregamento (tipo e posição da carga), a armadura transversal, a forma da seção transversal, a força normal e outros que interagem com os vários mecanismos resistentes (resistência do concreto, altura da peça, granulometria).

A mobilização dos mecanismos é influenciada pelo tipo de carregamento. Para cargas concentradas próximas dos apoios, é possível a transferência direta (efeito de arco) e a seção crítica normalmente se localiza a uma distância igual a $2,5 - 3,0 d$ dos apoios. À medida que a distância do ponto de aplicação da carga até o apoio aumenta, este mecanismo de transferência direta se torna menos relevante, neste caso, a resistência depende mais da ação de pino, do atrito nas fissuras e da resistência à tração do concreto. Para cargas distribuídas o fenômeno é semelhante, mas sempre haverá uma parcela da carga que pode ser transferida diretamente ao apoio e por isso a resistência ao esforço cortante é maior.

A taxa de armadura longitudinal define a rigidez do banzo tracionado, que por sua vez influi no desenvolvimento das fissuras de cisalhamento, também influi na ação de pino e no mecanismo de arqueamento dos esforços internos.

Considerando o Estado limite último para as solicitações tangenciais verifica-se que a ruptura por cisalhamento via de regra, em lajes com nervuras, pode ocorrer antes da flexão quando ocorrem forças concentradas ou forças distribuídas em linha, como, por exemplo, em paredes. Para resistir a essa solicitação as lajes devem ser dimensionadas considerando-se como seção resistente das nervuras a parte pré-moldada somada à parte moldada no local, para isso deve ser garantida a transferência de cisalhamento pela interface. Em casos usuais a transferência de cisalhamento pela interface entre a vigota e a capa é feita sem necessitar de armadura de costura. De qualquer forma para as vigotas sem armadura em treliça esta condição deve ser verificada, já que no caso da armadura em treliça há, em geral, quantidade de armadura suficiente para fazer a transferência de esforço.

4.4.2 Força cortante em lajes

A NBR 6118 (2003) no item 19.4 fornece a verificação da força cortante em lajes com $b_w \geq 5d$ para situações em que não se usa armadura transversal e quando se emprega a mesma. No último caso a armadura treliçada seria empregada para tal, havendo uma discussão, em virtude dos resultados de CAIXETA (1998) da necessidade de ancoragem do banzo superior da mesma.

4.4.2.1 Lajes sem armadura para força cortante

As lajes maciças ou nervuradas, podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer à expressão:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

Eq. 4.10

A resistência de projeto ao cisalhamento é dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \quad \text{Eq. 4.11}$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \quad \text{com } \gamma_c = 1,4 \text{ tem-se } f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}, \text{ não maior que } |0,02|$$

$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$ (tensão de compressão devida, em geral, à protensão).

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

- para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;
- para os demais casos: $k = .1,6 - d.$, não menor que $|1|$, com d em metros;

onde:

f_{ctd} é a resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento;

A_{s1} é a área da armadura de tração que se estende até não menos que $d + l_{b,nec}$ além da seção considerada;

com $l_{b,nec}$ mostrado na figura 4.8;

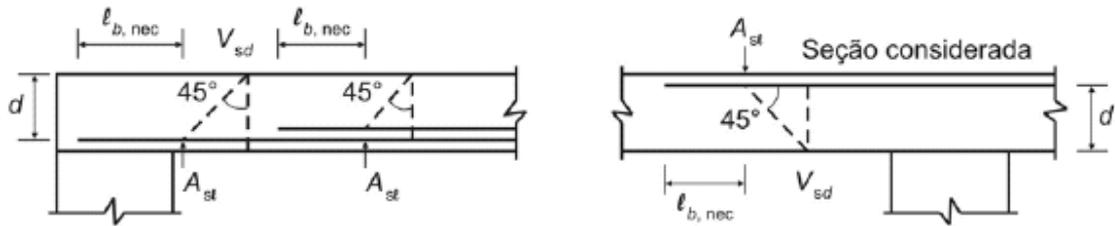


FIGURA 4.8 Comprimento de ancoragem necessário (NBR 6118/2003)

b_w é a largura mínima da seção ao longo da altura útil d ;

N_{Sd} é a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento (compressão positiva).

Quando da verificação de elementos sem armadura de cisalhamento a resistência de cálculo V_{Rd2} (resistência da biela de concreto) é dada por:

$$V_{Rd2} = 0,5\alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d \quad \text{Eq. 4.12}$$

onde:

$$\alpha_{v1} = (0,7 - f_{ck}/200), \text{ não maior que } 0,5.$$

Em geral esta segunda situação já é atendida quando a da equação 4.11 está verificada pois a anterior indica que só o concreto é capaz de resistir ao esforço de cisalhamento e portanto a biela de concreto também terá de resistir o esforço de compressão nela atuante.

Para mostrar tal situação imagina-se uma laje pré-fabricada com os seguintes dados:

Altura total: $h = 12$ cm

Altura útil: $d = 10$ cm

Largura da alma: b_w

Concreto: $f_{ck} = 20$ MPa

Taxa de armadura mínima $\rho = \rho_{\min} = 0,15\%$

O valor de V_{Rd1} será dado por:

com $\rho_1 = 0,15$, $\sigma_{cp} = 0$

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} = 0,25 \cdot 0,15 \cdot 20^{2/3} = 0,27 \text{ MPa}$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,10 = 1,5$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d = 0,27 \cdot 1,5 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0015) b_w d = 0,51 b_w d$$

A resistência de cálculo V_{Rd2} (resistência da biela de concreto) é dada por:

$$\alpha_{v1} = (0,7 - f_{ck}/200) = (0,7 - 20/200) = 0,62 \quad \text{mas como } \alpha_{v1}, \text{ não maior que } 0,5 \quad \alpha_{v1} = 0,5$$

$$\text{onde: } V_{Rd2} = 0,5 \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d = 0,5 \cdot 0,5 \cdot \frac{20}{1,4} \cdot 0,9 \cdot b_w d = 3,21 b_w d$$

$$V_{Rd2} = 3,21 b_w d > V_{Rd1} = 0,51 b_w d$$

4.4.2.2 Lajes com armadura para força cortante

Aplicam-se os critérios da Verificação do estado limite último (item 17.4.2 da NBR 6118(2003)).

A resistência dos estribos pode ser considerada com os seguintes valores máximos, sendo permitida interpolação linear:

- 250 MPa, para lajes com espessura até 15 cm;

- 435 MPa (f_{ywd}), para lajes com espessura maior que 35 cm.

4.4.2.2.1 Cálculo da resistência

A resistência do elemento estrutural, numa determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \text{ e}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad \text{Eq. 4.13}$$

onde:

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, de acordo com o processo indicado nos modelos de cálculo I e II ;

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$, é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça e V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal, de acordo com o processo indicado nos modelos de cálculo I e II.

Na região dos apoios, os cálculos podem considerar as forças cortantes agentes nas respectivas faces.

4.4.2.2.2 Modelo de cálculo I

O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente de V_{Sd} .

a) verificação da compressão diagonal do concreto (mesma expressão que a equação 4.12):

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

b) cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

com

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{Eq. 4.14}$$

onde:

$V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c0} (1 + M_o / M_{Sd,máx}) \leq 2V_{c0}$ na flexo-compressão

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d$$

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

onde:

b_w é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d ; entretanto, no caso de elementos estruturais protendidos, quando existirem bainhas injetadas com diâmetro $\varphi > b_w/8$, a largura resistente a considerar deve ser $(b_w - 1/2\Sigma\varphi)$, na posição da alma em que essa diferença seja mais desfavorável, à exceção do nível que define o banzo tracionado da viga;

d é a altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração; entretanto no caso de elementos estruturais protendidos com cabos distribuídos ao longo da altura, d não precisa ser tomado com valor menor que $0,8h$, desde que exista armadura junto à face tracionada.

s é o espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

f_{ywd} é a tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa; entretanto, no caso de armaduras transversais ativas, o acréscimo de tensão devida à força cortante não pode ultrapassar a diferença entre f_{pyd} e a tensão de protensão, nem ser superior a 435 MPa;

α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

M_0 é o valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por $M_{d,max}$), provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com V_{Sd} , sendo essa tensão calculada com valores de γ_f e γ_p iguais a 1,0 e 0,9 respectivamente; os momentos correspondentes a essas forças normais não devem ser considerados no cálculo dessa tensão pois são considerados em M_{Sd} ; devem ser considerados apenas os momentos isostáticos de protensão;

$M_{Sd,max}$ é o momento fletor de cálculo, máximo no trecho em análise, que pode ser tomado como o de maior valor no semitramo considerado (para esse cálculo não se consideram os momentos isostáticos de protensão, apenas os hiperestáticos);

c) decalagem do diagrama de força no banzo tracionado:

Quando a armadura longitudinal de tração for determinada através do equilíbrio de esforços na seção normal ao eixo do elemento estrutural, os efeitos provocados pela fissuração oblíqua podem ser substituídos no cálculo pela decalagem do diagrama de força no banzo tracionado, dada pela expressão:

$$a_l = d \cdot \left[\frac{V_{Sd,max}}{2 \cdot (V_{Sd,max} - V_c)} \cdot (1 + \cot g\alpha) - \cot g\alpha \right] \quad \text{Eq. 4.15}$$

Onde:

$a_l \geq 0,5d$, no caso geral;

$a_l \geq 0,2d$, para estribos inclinados a 45° .

Essa decalagem pode ser substituída, aproximadamente, pela correspondente decalagem do diagrama de momentos fletores.

A decalagem do diagrama de força no banzo tracionado pode também ser obtida simplesmente aumentando a força de tração, em cada seção, pela expressão:

$$R_{Sd,cor} = \frac{M_{Sd}}{z} + |V_{Sd}| \cdot (\cot g\theta - \cot g\alpha) \cdot \frac{1}{2} \quad \text{Eq. 4.16}$$

Onde θ é o ângulo da biela de concreto.

Todos estes valores seriam empregados para o detalhamento da armadura longitudinal ao longo da nervura, sendo comum porém, por questões práticas, prolongar-se toda a armadura longitudinal de uma nervura de uma extremidade a outra da nervura.

4.4.2.2.3 Modelo de cálculo II

O modelo II admite diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com θ variável livremente entre 30° e 45° . Admite ainda que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{Sd} .

a) verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,54 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \sin 2\theta (\cotg \alpha + \cotg \theta) \quad \text{Eq. 4.17}$$

com: $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$ e f_{ck} , em MPa

b) cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sin \alpha \quad \text{Eq. 4.18}$$

$V_c = 0$, em elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c1}$, na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c1} (1 + M_0 / M_{Sd,max}) < 2V_{c1}$ na flexo-compressão, com:

$$V_{c1} = V_{c0} \text{ quando } V_{Sd} \leq V_{c0}$$

$V_{c1} = 0$ quando $V_{Sd} = V_{Rd2}$, interpolando-se linearmente para valores intermediários.

São mantidas a notação e as limitações já definidas no Modelo de Cálculo I

c) deslocamento do diagrama de momentos fletores:

São mantidas as condições estabelecidas no Modelo Cálculo I, item c), o deslocamento do diagrama de momentos fletores, aplicando o processo descrito nessa seção, deve ser:

$$a_l = 0,5 \cdot d \cdot (\cot g\theta - \cot g\alpha) \quad \text{Eq. 4.19}$$

onde:

$a_l \geq 0,5d$, no caso geral;

$a_l \geq 0,2d$, para estribos inclinados a 45° .

Permanece válida para o modelo II a alternativa dada no Modelo I, item c).

4.4.3 Força Cortante em lajes pré-fabricadas unidirecionais segundo a Norma Espanhola

Uma norma bastante completa de lajes pré-fabricadas unidirecionais é a Norma Espanhola **EF96 [1996]**, cujas considerações de esforço cortante são citadas neste item resumidamente.

O Estado Limite Último para solicitações tangenciais implica segundo a Norma Espanhola EF-96 em:

Para compressão oblíqua da nervura

$$V_d \leq V_{u2} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Eq. 4.20}$$

Para tração oblíqua da nervura

- Sem armadura transversal

$$V_d \leq V_{u2} = \xi \cdot \zeta \cdot f_{cv} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Eq. 4.21}$$

- Com armadura transversal

$$V_d \leq V_{u2} = (f_{cv} \cdot b_w \cdot d + 0,9 \cdot f_{td} \cdot A_t \cdot (\sin + \cos\alpha) \cdot d) \quad \text{Eq. 4.22}$$

Sendo:

b_w = Largura mínima da nervura

d = Altura útil da nervura

f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto a compressão

$\xi = 1,6 - d < 1$ fator adimensional com d em metros

$\zeta = (1 + 50 \cdot \rho) > 2$ fator adimensional em função da taxa de armadura

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \cdot \frac{f_{yk}}{410}$$

E para a verificação da transferência de cisalhamento para as lajes pré-moldadas é utilizada a seguinte limitação da força cortante, conforme também indicado pela norma espanhola EF-96.

$$V_d \leq \beta \cdot u \cdot d \cdot f_{cv} \quad \text{Eq. 4.23}$$

Em que:

β - coeficiente relativo à rugosidade da superfície de contato, com os valores de 1,2 para superfície rugosa e de 0,6 para parede lisa;

u – perímetro, conforme indicado na **figura 4.9**;

d – altura útil da seção composta;

f_{cv} - resistência de referência ao cisalhamento do concreto moldado no local, calculada

com: $f_{cv} = 0,13 \cdot \sqrt{f_{cd}}$ (em MPa)

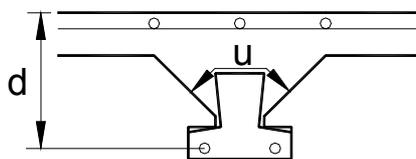


FIGURA 4.9– Perímetro (u) a ser empregado na verificação do cisalhamento

4.5 Estudo experimental exploratório

Com o intuito de se analisar o comportamento de nervuras de lajes pré-fabricadas no cisalhamento, o autor realizou em um projeto de pesquisa com o auxílio da FAPESP (**FLORIO [2001]**), ensaios com protótipos de vigotas de concreto armado. Os objetivos eram verificar se haveria aderência entre o concreto da vigota e do concreto moldado no local, como se daria a ruptura e finalmente se as expressões da Norma Brasileira e Espanhola conduziam a cortantes seguros.

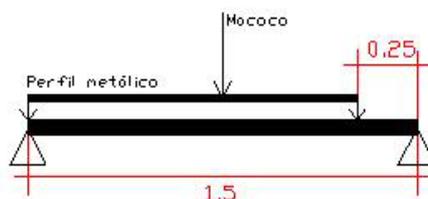


FIGURA 4.10 – Esquema estrutural da nervura e do carregamento

Esses experimentos, com o esquema estrutural indicado na figura 4.10 e feitos conforme as fotografias 4.1 e 4.2, destinavam-se verificar a aderência entre as vigotas de concreto pré-moldado do tipo trilho (com aderência mais crítica em relação às do tipo treliça) e a capa de concreto moldada no local, quando submetidas a uma carga cortante próxima ao apoio, levando a nervura à ruptura por cisalhamento. São apresentados a seguir resumidamente como foram feitos os ensaios e os resultados dos cálculos teóricos e os valores experimentais dos protótipos.



FOTOGRAFIA 4.1– Ensaio de cisalhamento com pórtico, macaco, dinamômetro e nervura isolada



FOTOGRAFIA 4.2 – Vista lateral do ensaio.

As nervuras ensaiadas para verificação da resistência ao cisalhamento foram submetidas a uma carga concentrada aplicada a $2,5 d$ (25 cm) do apoio de acordo com o esquema da figura 4.10. Apenas em uma das vigotas a aplicação da carga se deu a uma distância de 35 cm do apoio. As características dos elementos ensaiados estão na tabela 4.2.

TABELA 4.2- Dados das nervuras ensaiadas

Vigota	Armadura (mm)	Altura (cm)	Comprimento (m)	Ensaio
I	3 ϕ 6,0	11,5	1,3	Cisalhamento
J	3 ϕ 6,0	11,5	1,3	Cisalhamento
L	3 ϕ 6,0	11,5	1,3	Cisalhamento

Aproveitando as nervuras dos primeiros ensaios foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento na outra extremidade das nervuras. E essas vigotas foram renomeadas como 1,2 e 3.

Os valores das cargas que provocaram o colapso por cisalhamento estão indicados na tabela 4.3.

TABELA 4.3 - Protótipos e respectivas cargas de ruptura

Nervura	Carga de ruptura (daN)	Distancia da carga ao apoio (cm)
I	Problemas no ensaio	35
J	1081,6	35
L	1251,0	25
1	1250,0	25
2	1187,8	25
3	1010,8	25
Média	1174,9	

Os ensaios de cisalhamento mostraram que não houve separação entre a superfície da vigota com o concreto moldado no local no caso de lajes pré-moldadas confeccionadas a partir de vigotas do tipo trilho, lembrando que durante a execução dos protótipos o único cuidado que se teve foi o de molhar a superfície das vigotas antes da concretagem. O mesmo deve ocorrer no caso de lajes pré-moldadas confeccionadas a partir de vigotas do tipo treliça que apresentam maior aderência entre o elemento pré-moldado e a capa de concreto moldada no local.



FOTOGRAFIA 4.3 – fissura na lateral da nervura após o colapso, trincas a um ângulo próximo de 45°



FOTOGRAFIA 4.4 - Face lateral da nervura após o colapso, trincas a um ângulo próximo de 45°

A ruptura se deu sempre pela tração diagonal em virtude da ausência de armadura transversal e ao fato da carga estar a uma distância do apoio maior que 2.d. A expressão de verificação do valor máximo da norma espanhola EF-96 chega a resultados próximos do ensaio, considerando um coeficiente de segurança de 1,45. Na norma brasileira NBR 6118 (2003) a expressão a se empregar, em virtude da ausência de armadura transversal, deve ser a correspondente a parcela do cortante resistida pelo concreto usando o modelo I (fissuras a 45°) chegando-se neste caso a um coeficiente de segurança médio de 1,57.



FOTOGRAFIA 4.5 –fissura na lateral da nervura após o colapso, carga a 35 cm do apoio, inclinação de trincas é menor que 45°



FOTOGRAFIA 4.6 - fissura na lateral da nervura após o colapso, concreto junto ao apoio se soltou. Inclinação das trincas menor que 45°



FOTOGRAFIA 4.7 – Aparecimento da fissura na face inferior da nervura



FOTOGRAFIA 4.8- Face inferior da nervura, a fissura (ou trinca) ocorre inclusive na mesa

VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

5 Capítulo

5.1 Introdução

Para a verificação do estado limite de deformação excessiva pode-se seguir o roteiro de CARVALHO *at alli* (2001) com algumas modificações pois é baseado nos preceitos da NBR6118(1980), substituída pela NBR6118(2003).

Segundo esse roteiro, primeiramente é preciso considerar que uma seção solicitada por momento fletor, pode estar atuando entre três situações limites, descritas como Estádios I, II ou III, como visto no item 4.3. Pode-se dizer que as seções trabalham nos Estádios I e II quando estão solicitadas pelas ações de serviço, e que o Estádio III corresponde ao estado limite último (ações majoradas e resistências minoradas).

Considera-se que uma seção esteja trabalhando no Estádio I se o momento atuante for menor que o momento de fissuração. O momento de fissuração é dado pela equação 5.1:

$$M_R = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad \text{Eq. 5.1}$$

onde:

$\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T;

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

e onde:

α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

y_t é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto. Para determinação do momento de fissuração deve ser usado o $f_{ctk,inf}$ no estado limite de formação de fissura e o $f_{ct,m}$ no estado limite de deformação excessiva, ou seja $f_{ct} = 0,21f_{ck}^{2/3}$

5.2 Cálculo das características geométrica (Estádios I e II)

A seguir é necessário determinar as características geométricas de seções no estágio I, considerando-se que nas peças de concreto armado todo o detalhamento da armadura é feito no sentido de se garantir a aderência das barras de aço com o concreto, de modo que os dois materiais trabalhem solidariamente. Assim, o centro de rotação da seção e a rigidez da mesma é afetada pelo posicionamento e quantidade da armadura, sendo necessária a homogeneização da seção, que consiste em considerar no lugar da área de aço existente A_s , uma área de concreto equivalente. Nesta situação supõe-se que há linearidade entre tensão e deformação valendo a Lei de Hooke pois as deformações são pequenas, como as deformações específicas do aço e do concreto são iguais ($\epsilon_c = \epsilon_s$), devido a aderência, tem-se a equação 5.2:

$$R_s = A_s \cdot \sigma_s = A_s \cdot \epsilon_s \cdot E_s \quad \text{ou}$$

$$R_s = A_s \cdot \epsilon_c \cdot E_s$$

Eq. 5.2

sendo R_s , A_s e E_s a força, a área da armadura e o módulo de deformação longitudinal do aço respectivamente.

Para homogeneizar a seção, é preciso encontrar uma área de concreto (área equivalente) que suporte uma força igual à da armadura, dada pela equação 5.3:

$$R_s = A_{c,eq} \cdot \varepsilon_c \cdot E_c \quad \text{Eq. 5.3}$$

onde E_c é o módulo de deformação longitudinal do concreto, igualando as duas expressões de R_s é possível encontrar a relação entre a área de concreto e da armadura (equação 5.4):

$$A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s = A_{c,eq} \cdot \varepsilon_c \cdot E_c \quad \rightarrow \quad A_{c,eq} = \frac{A_s \cdot E_s}{E_c} = A_s \cdot \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Eq. 5.4}$$

e chamando de α_e a relação entre os módulos de deformação longitudinal do aço e do concreto ($\alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$), a área equivalente de concreto é dada pela equação 5.5:

$$A_{c,eq} = A_s \cdot \alpha_e \quad \text{Eq. 5.5}$$

Na determinação da Inércia a Norma NBR 6118 (2003) recomenda a consideração das características das seções compostas somente por concreto, ou seja, desconsiderando a presença da armadura (seção bruta). As expressões para uma seção bruta em forma de "T" (figura 5.1) estão na tabela 5.1.

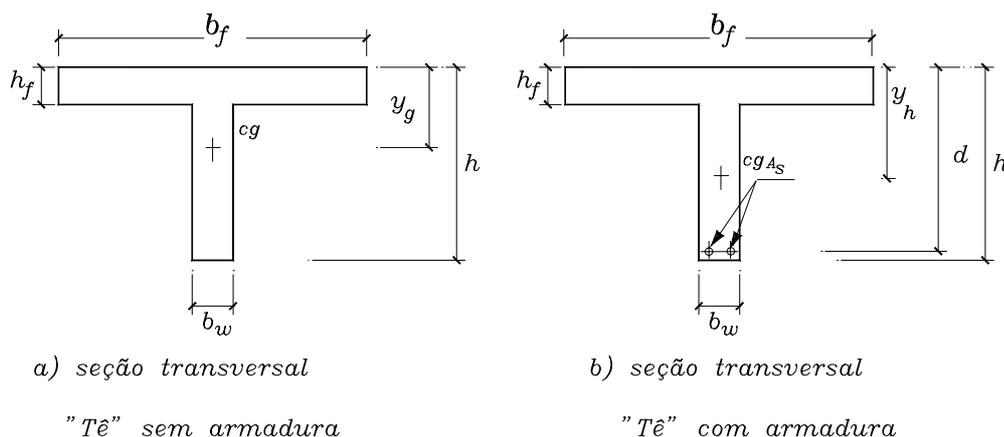


FIGURA 5.1 - Seção transversal em forma de "T" a) bruta ou geométrica sem armadura, b) com armadura.

A partir da determinação da quantidade de armadura necessária pode-se trabalhar com a seção composta por aço e concreto usando o procedimento de homogeneização. Para uma seção “T” as expressões são as da tabela 5.2 que permitem a determinação da Inércia da peça no Estádio I

TABELA 5.1 - Características geométricas de seções transversais em “T”, no estágio I, sem considerar a presença da armadura

	Expressão
Área (seção geométrica)	$A_g = (b_f - b_w) \cdot h_f + b_w \cdot h$
Centro de gravidade	$y_g = \frac{(b_f - b_w) \cdot \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w \cdot \frac{h^2}{2}}{A_g}$
Momento de inércia à flexão	$I_g = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(y_g - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w \cdot h \cdot \left(y_g - \frac{h}{2}\right)^2$

TABELA 5.2 - Características geométricas de seções transversais em “T”, no estágio I, com armadura longitudinal A_s

	Expressão
Área (seção homogeneizada)	$A_h = (b_f - b_w) \cdot h_f + b_w \cdot h + A_s \cdot (\alpha_e - 1)$
Centro de gravidade	$y_h = \frac{(b_f - b_w) \cdot \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w \cdot \frac{h^2}{2} + A_s (\alpha_e - 1) \cdot d}{A_h}$
Momento de inércia à flexão	$I_h = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(y_h - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w \cdot h \cdot \left(y_h - \frac{h}{2}\right)^2 + A_s \cdot (\alpha_e - 1) \cdot (y_h - d)^2$

As fórmulas relacionadas nas tabelas 5.1 e 5.2 aplicam-se também para as seções retangulares, bastando igualar os valores de b_f e h_f a zero.

Agora é necessário determinar as características geométricas de seções no estágio II, pois, aumentando-se o valor do momento fletor atuante na seção, as tensões de tração na maioria dos pontos abaixo da linha neutra (LN) terão valores superiores ao da resistência característica do concreto à tração (f_{tk}) conduzindo ao estágio II (estado de fissuração) onde supõe-se:

- os esforços de tração são resistidos apenas pela armadura localizada abaixo da linha neutra;
- há uma relação linear entre tensão e deformação específica no concreto para todos os pontos da seção transversal comprimidos.

Como todo o concreto da região fissurada está sendo desprezado, já que esta é uma situação limite do estágio II, deve-se nomeá-lo de Estádio II puro. Compreendendo o Estádio II a situação em que atua na seção um momento maior que o momento de fissuração, até à situação em que começa a ocorrer o escoamento da seção, e apresenta as seguintes características:

- a distribuição das tensões de compressão no concreto é triangular;
- concreto não trabalha à tração, sendo este esforço resistido apenas pela armadura presente abaixo da linha neutra;
- não ocorre escoamento do aço nem do concreto.

Na figura 5.2 indica-se o que ocorre em uma seção do tipo “T” quando atua um momento maior que o de fissuração.

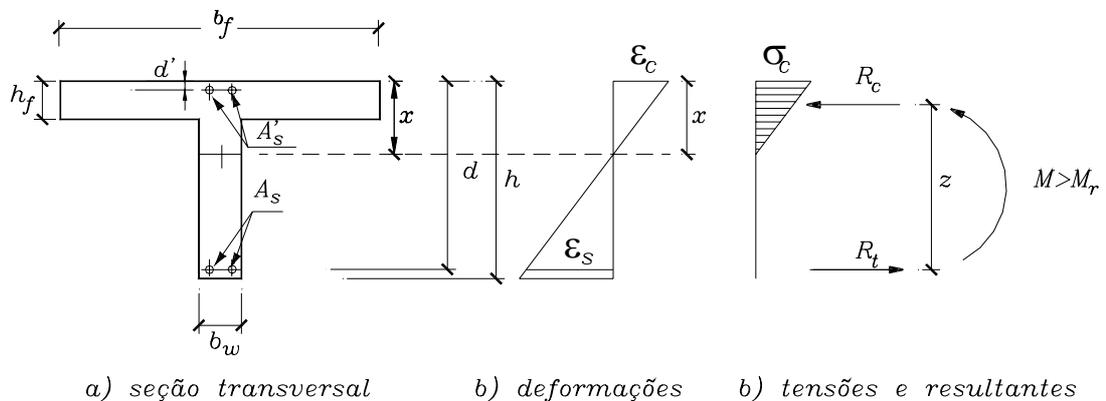


FIGURA 5.2 - Seção transversal em forma de “T” no estágio II puro

Para o cálculo do momento de inércia no estágio II puro é necessário que se conheça a posição x da linha neutra, obtida fazendo o momento estático da seção homogeneizada igual a zero. O cálculo de x em casos de vigas com seção em forma de “T” é obtido da equação do segundo grau: $a_1 \cdot x^2 + a_2 \cdot x + a_3 = 0$

cujas soluções são dadas pela equação 5.6.

$$x = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} \quad \text{Eq. 5.6}$$

com os coeficientes a_1 , a_2 e a_3 iguais a:

$$a_1 = b_w / 2$$

$$a_2 = h_f \cdot (b_f - b_w) + (\alpha_e - 1) \cdot A'_s + \alpha_e \cdot A_s$$

$$a_3 = -d' \cdot (\alpha_e - 1) \cdot A'_s - d \cdot \alpha_e \cdot A_s - \frac{h_f^2}{2} \cdot (b_f - b_w)$$

sendo: d' sendo a distância do centro de gravidade de A'_s (armadura comprimida) até à borda comprimida de concreto.

Para situações em que a viga tem seção transversal retangular e não existe armadura negativa, as equações também são válidas, bastando fazer $b_w = b_f$, $h_f = 0$ e $A'_s = 0$.

É possível agora, com a equação 5.7, calcular o momento de inércia da seção no estágio II puro (I_{x,II_0}), em relação à linha neutra, cuja posição x é determinada em 5.6:

$$I_{x,II_0} = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x - d)^2 \quad \text{Eq. 5.7}$$

5.3 Efeito teórico da fissuração na rigidez

Conhecendo o momento atuante, o momento de fissuração e as inércias nos Estádios I e II, pode-se aplicar modelo simplificado de BRANSON (1968) para a determinação de uma inércia média que considera o efeito da fissuração no funcionamento à flexão de uma peça de concreto armado.

Este modelo admite para todas as seções da peça de concreto uma única inércia média, representando os trechos fissurados e não fissurados (figura 5.3). Baseando-se para isso em um método que toma a variação da tensão ao longo da seção transversal e ao longo do comprimento da peça de uma maneira simplificada e utilizando expressões empíricas que fornecem valores médios do momento de inércia.

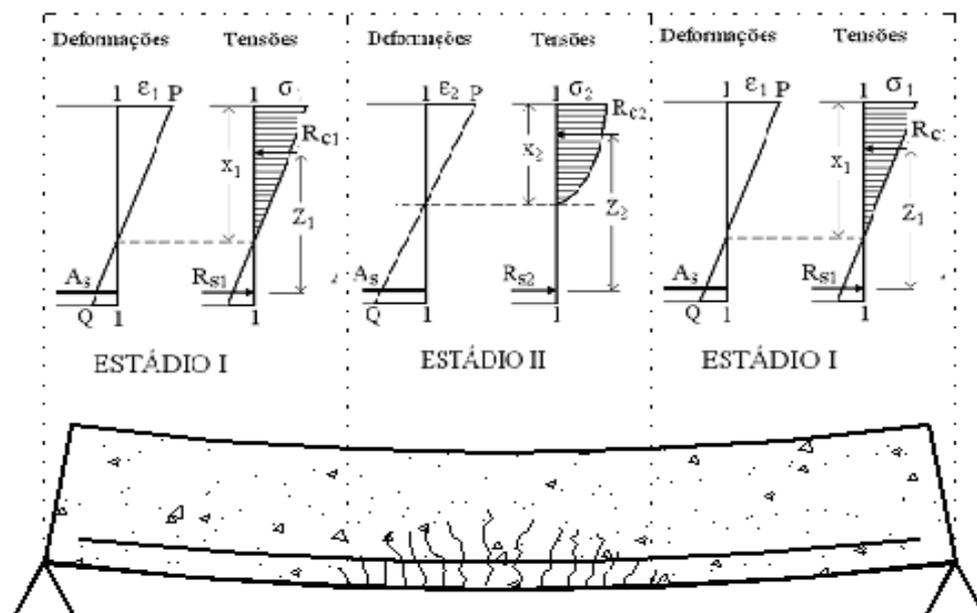


FIGURA 5.3 - Esquema de uma viga submetida à flexão com trechos funcionando em vários Estádios

Ou seja, procura traduzir, de forma aproximada, no cálculo das flechas imediatas o efeito da fissuração do concreto submetido à flexão. A partir dos valores da inércia no Estádio I (seção sem fissuração) e no Estádio II (seção totalmente fissurada) e com os valores do momento de fissuração e momento atuante na peça pode-se calcular a Inércia Média de Branson. Dada pela equação 5.8.

$$I_m = \left(\frac{M_R}{M_{at}} \right)^n \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_{at}} \right)^n \right] \cdot I_{II} \quad \text{Eq. 5.8}$$

onde:

I_m – Momento de inércia efetivo para uma seção ou para toda a peça, no caso de vigas simplesmente apoiadas; momento de inércia médio entre a seção do apoio e a seção do meio do vão, para o caso de vigas contínuas;

I_I – Momento de inércia da peça no estágio I;

I_{II} – Momento de inércia da peça no estágio II;

M_R – Momento de fissuração do concreto;

M_{at} – Momento atuante na seção mais solicitada;

n – índice de valor igual a 4, para situações em que a análise é feita em apenas uma seção da peça, ou igual a 3, quando se faz a análise da peça ao longo de todo o seu comprimento, que é a situação em questão.

Dessa forma as flechas imediatas podem ser calculadas pelas expressões da resistência dos materiais usando para o valor da inércia da seção a inércia média de Branson.

5.4 Estudo experimental do efeito da fissuração

Em seguida são relatados os ensaios à flexão de protótipos de lajes unidirecionais pré-fabricados feitos pelo autor, CAIXETA (1998), PEIXOTO (2002) e ROGGE (2002) onde se compara os valores numéricos obtidos com a expressão proposta por Branson.

São analisados alguns aspectos tais como: taxa de armadura, tipo de vigota, processo de execução (adensamento e cura do concreto) e tipos de carregamento. A motivação desse relato está no fato de Branson não ter analisado peças com as características das estudadas pelos autores.

Este texto acabou originando o trabalho publicado por FLÓRIO et alii (2003) com o título “Flecha em Lajes com Vigotas Pré-moldadas Considerando a Fissuração e o uso da Expressão de Branson”, apresentado na sessão plenária da “Tarde do Pré-Moldado” no 45º Congresso do Instituto Brasileiro do Concreto que teve como tema “Excelência em Concreto na Terra e no Mar” na cidade de Vitória, Espírito Santo.

Cumprе ressaltar que esse texto, assim como os gráficos e respectivos cálculos executados foram feitos antes da publicação da NBR 6118 em sua versão 2003. Assim os valores numéricos do momento de fissuração e módulo de deformabilidade do concreto seguem as expressões encontradas em CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2001). Uma comparação entre esse tipo de cálculo e o da NBR 6118 (2003) pode ser visto no exemplo numérico 2 do capítulo 6.

5.4.1 Estudo experimental realizado por FLÓRIO

A partir de valores experimentais obtidos por FLÓRIO (2001) em pesquisa de iniciação científica foi possível comparar flechas medidas experimentalmente com teóricas obtidas com a expressão de Branson para protótipos com vigotas de concreto.

Essas flechas foram medidas em nervuras de concreto armado isoladas feita com vigotas do tipo trilho e simplesmente apoiadas (figura 5.4). Os deslocamentos do ponto no meio dos vãos das nervuras foram medidos através de um defletômetro mecânico (fotografia 5.1) e de um nível de precisão (Carl-Zeiss, modelo NI-007, fotografia 5.2). O defletômetro foi colocado sob as nervuras, apoiado em um suporte metálico e retirado na eminência do colapso da nervura. Os resultados apresentados constituem uma média aritmética dos valores obtidos com as duas aparelhagens, embora a diferença entre ambas fosse muito pequena.



FOTOGRAFIA 5.1 - defletômetro mecânico



FOTOGRAFIA 5.2 - nível de precisão mecânico

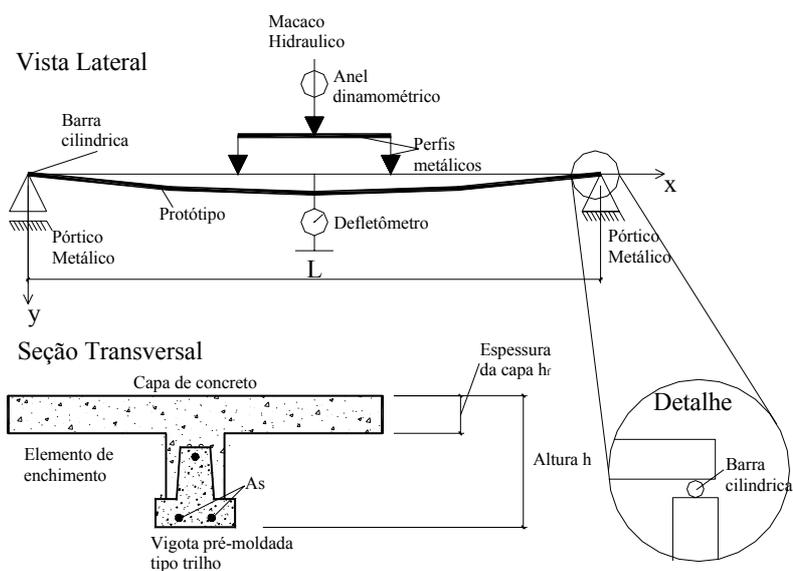


FIGURA 5.4 - Esquema do ensaio para análise da nervura, capa+vigota, com vigota de concreto.

As cargas nos ensaios eram aplicadas por macaco hidráulico e a medição do valor da carga aplicada era feita com auxílio de um anel dinamométrico (fotografia 5.3). Para possibilitar a aplicação de duas cargas concentradas com a utilização de um

único macaco hidráulico, foi empregado um perfil metálico longitudinal e mais dois de apoio como pode ser visto no esquema da figura 5.4, permitido assim o encaminhamento da carga para os dois pontos previstos para a aplicação da carga.



FOTOGRAFIA 5.3 Anel dinamométrico

A concretagem dos protótipos foi simultânea para evitar ao máximo as variações das características do concreto. Os protótipos executados foram nomeados de A até H e suas características gerais são apresentadas na tabela 5.3. Os valores de a e b (ver Figura 5.5) para o vão de 3,0 m e 2,0 m são iguais a , respectivamente, $a = 1,0$ m ; $b = 1,0$ m e $a=0,5$ e $b= 1,0$ m.

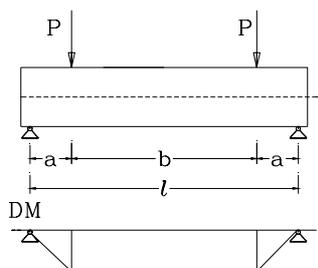


FIGURA 5.5 - Esquema estrutural

Os valores da resistência do concreto dos corpos de prova à compressão (f_{cj}) foram obtidos a partir do ensaio de compressão aplicado aos corpos de prova cilíndricos retirados no ato da concretagem dos protótipos (fotografias 5.4 e 5.5). No caso de protótipos que apresentavam mais de um corpo de prova, a resistência do concreto à compressão foi considerada igual a média aritmética dos resultados obtidos.



FOTOGRAFIA 5.4 - ensaio de compressão para obtenção do f_{cj} .



FOTOGRAFIA 5.5 - corpo de prova após ensaio de compressão.

TABELA 5.3- Características geométricas e mecânicas dos protótipos

Protótipo	Armadura (mm)	A_s (cm ²)	Altura (cm)	Capa (cm)	I_I (cm ⁴)	$I_{II,0}$ (cm ⁴)	M_r^* (kNm)	M_u^{**} (kNm)	M_r / M_u
A	2φ 4,2	0,277	11,5	4,5	1932	231	0,0044	0,0143	0,30
B	2φ 6,0	0,565	11,5	4,5	1972	328	0,0078	0,0293	0,27
C	2φ 4,2	0,277	11,5	4,5	1934	235	0,0044	0,0143	0,307
D	3 φ 6,0	0,848	11,5	4,5	2032	462	0,0081	0,0437	0,185
E	2 φ 6,0	0,565	11,5	4,5	1972	328	0,0078	0,0293	0,27
F	3 φ 6,0	0,848	11,5	4,5	2032	462	0,0081	0,0437	0,185
G	3 φ 6,0	0,848	14	3,0	3721	623	0,0123	0,0547	0,225
H	3 φ 6,0	0,848	14	3,0	3721	623	0,0123	0,0470	0,025

*Valor teórico do momento de fissuração

**Sendo M_u o momento último. Notar que o momento de fissuração variou entre 18,5% a 30,7% de M_u

Os gráficos de 5.1 a 5.4 mostram o deslocamento do meio do vão em função da variação do carregamento para diferentes tipos de nervuras. Para cada par de nervuras com as mesmas características são apresentados cinco diferentes deslocamentos dois deles experimentais, cada um obtido com a média entre os valores medidos a partir de um Nível Topográfico e de um Defletômetro, os demais deslocamentos são teóricos e calculados com diferentes considerações de Inércia (Inércia média de Branson, Inércia no Estádio I e Inércia no Estádio II puro).

O gráfico 5.1 mostra os resultados dos ensaios dos elementos A e C, elementos de pequena rigidez e pequena taxa de armadura que apresentaram deformação superior à calculada com a utilização da I_m (Inércia média de Branson) onde se pode perceber que quanto maior a carga aplicada maior é a diferença entre a flecha teórica e a flecha real, ou seja, a diferença entre a flecha real e a de Branson aumenta quanto mais se aproxima do colapso da peça.

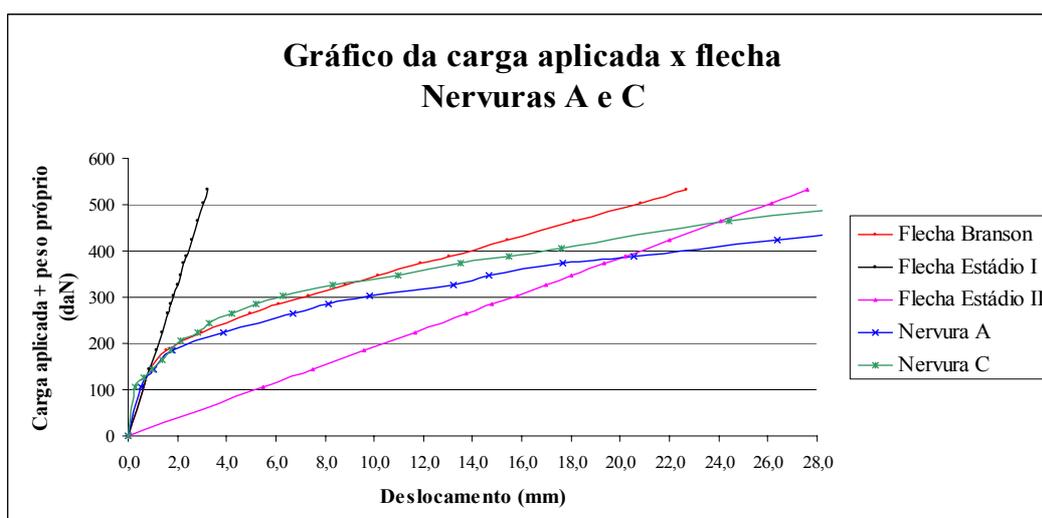


GRÁFICO 5.1 - Carga aplicada x flecha para as nervuras A e C (f_{cj} 43 MPa), armadura (A_s): 2 ϕ 4,2 mm; vão (L): 3,0 m; capa de concreto (h_f) de 4,5 cm; altura (h) 11,5 cm; ensaio: Flexão armadura positiva)

O gráfico 5.2 mostra os resultados dos ensaios dos elementos B e E, elementos de pequena rigidez e taxa de armadura intermediária entre as armaduras dos elementos A-C e D-F que apresentaram deformação inferior à deformação calculada com a utilização da I_m (Inércia média de Branson). Nestes gráficos percebe-se uma aproximação entre as inclinações das curvas.

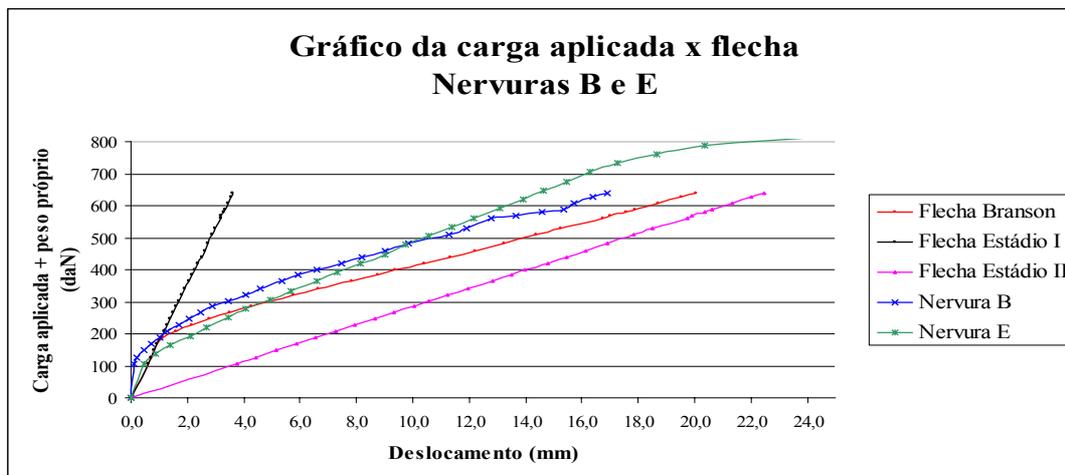


GRÁFICO 5.2 - Carga aplicada x flecha para as nervuras B e E (f_{cj} 48 MPa, armadura (A_s): 2 ϕ 6,0 mm; vão (L): 3,0 m; capa de concreto (h_f) de 4,5 cm; altura (h) 11,5 cm; ensaio: Flexão armadura positiva)

O gráfico 5.3 mostra os resultados dos ensaios dos elementos D e F, elementos de pequena rigidez e taxa de armadura mais elevada em relação às anteriores, esses elementos apresentaram deformações reais inferiores às calculadas com a utilização da I_m (Inércia média de Branson), esse comportamento se mantém até a peça alcançar o colapso. Neste gráfico as inclinações entre os diversos cursos já são bastante semelhantes.

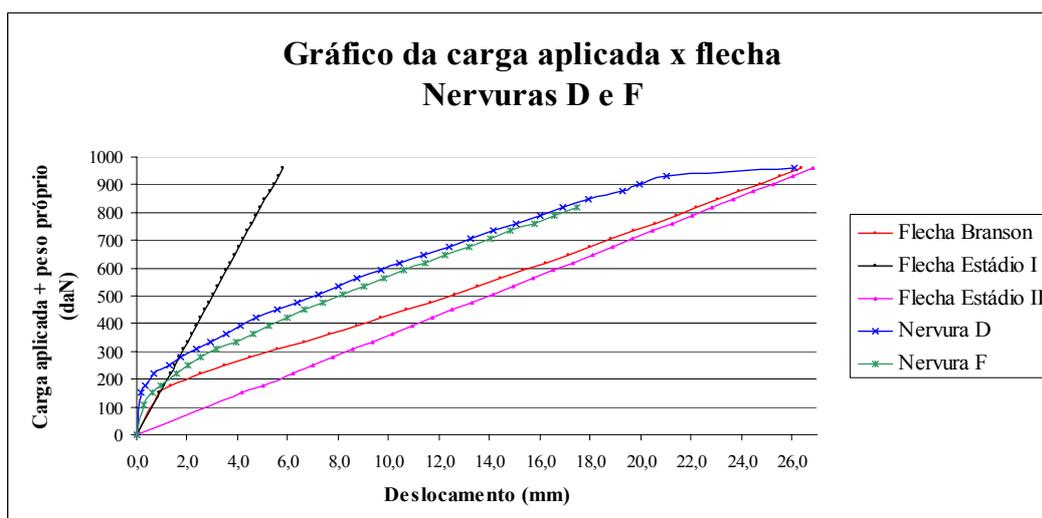


GRÁFICO 5.3 - Carga aplicada x flecha para as nervuras D e F (f_{cj} 40 MPa, armadura (A_s): 3 ϕ 6,0 mm; comprimento: 3,0 m; capa de concreto (h_f) de 4,5 cm; altura (h) 11,5 cm; ensaio: Flexão armadura positiva)

O gráfico 5.4 mostra o resultado do ensaio dos elementos G e H, elementos de maior rigidez e taxa de armadura mais elevada em relação às anteriores, que apresentaram deformações reais maiores que as deformações calculadas com a utilização da I_m (Inércia média de Branson).

Esse comportamento se mantém, porém a inclinação da curva que mostra o comportamento real é praticamente a mesma da inclinação obtida em cálculos teóricos (Branson), o que facilita o emprego de um coeficiente de ajuste para o momento de fissuração, fazendo com que a expressão de Branson resulte em precisão melhor.

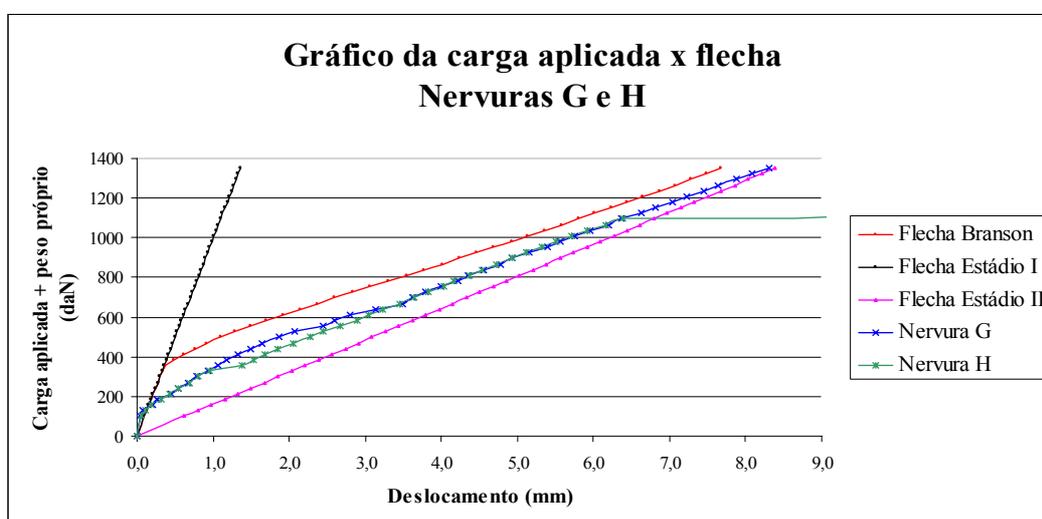


GRÁFICO 5.4- Carga aplicada x flecha para as nervuras G e H (f_{cj} 40 MPa, armadura (A_s): 3 ϕ 6,0 mm; comprimento: 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 3,0cm; altura (h) 14 cm; ensaio: Flexão armadura positiva)

Observando-se os resultados pode-se resumir o comportamento dos protótipos da seguinte maneira, a expressão de Branson, para elementos de pequena rigidez (nervuras de 11,5 cm de altura), apresentou resultados de flechas menores que os resultados experimentais para nervuras com pequena taxa de armadura (nervuras A e C), com o aumento da taxa de armadura (nervuras B e E) as flechas obtidas com a expressão de Branson aproximaram-se das reais e passam a ser maiores quando se aumenta ainda mais a taxa de armadura (nervuras D e F). Além disso, a inclinação da curva carga x flecha obtida com a utilização da Inércia de Branson não acompanha a inclinação da flecha real, o que em tese impossibilita a utilização de um coeficiente de ajuste para a correta utilização da Expressão de Branson como, por exemplo, mudar o

valor de E_c ou M_r .

Para os elementos de maior rigidez (nervuras com mais de 14 cm de altura) a expressão de Branson apresentou resultados menores que os experimentais, contudo na maioria dos casos a inclinação da flecha obtida com a Inércia de Branson praticamente é a mesma da inclinação da flecha experimental, o que permite a utilização de um coeficiente de ajuste para a correta utilização da Expressão de Branson, possivelmente a mudança do M_r .

5.4.2 Estudo experimental realizado por CAIXETA (1998)

Na sua dissertação de mestrado Caixeta (1998) procurou reunir informações que possibilitam caracterizar lajes pré-moldadas do tipo treliça, realizando para tanto ensaios de flexão simples em dez modelos, sendo seis deles em seção “T” que são apresentados aqui.

Para a medida das flechas das vigas foi utilizado um defletômetro (transdutor mecânico de deslocamento), posicionado na seção do meio do vão da viga e em contato com a parte inferior da mesma.

Os gráficos de 5.5 a 5.7 foram feitos utilizando-se resultados apresentadas por Caixeta, mostrando a curva da flecha experimental variando de acordo com a carga aplicada e as curvas teóricas correspondentes considerando o momento de inércia no Estádio I, no Estádio II e o valor médio de Branson.

O gráfico 5.5 apresenta os resultados dos ensaios das nervuras 121 e 122, elementos de pequena rigidez (12 cm de altura) e armadura de $0,756 \text{ cm}^2$, esses elementos apresentaram deformações reais maiores que as deformações calculadas com a utilização da I_m , excetuando-se os carregamentos iniciais da Nervura 122.

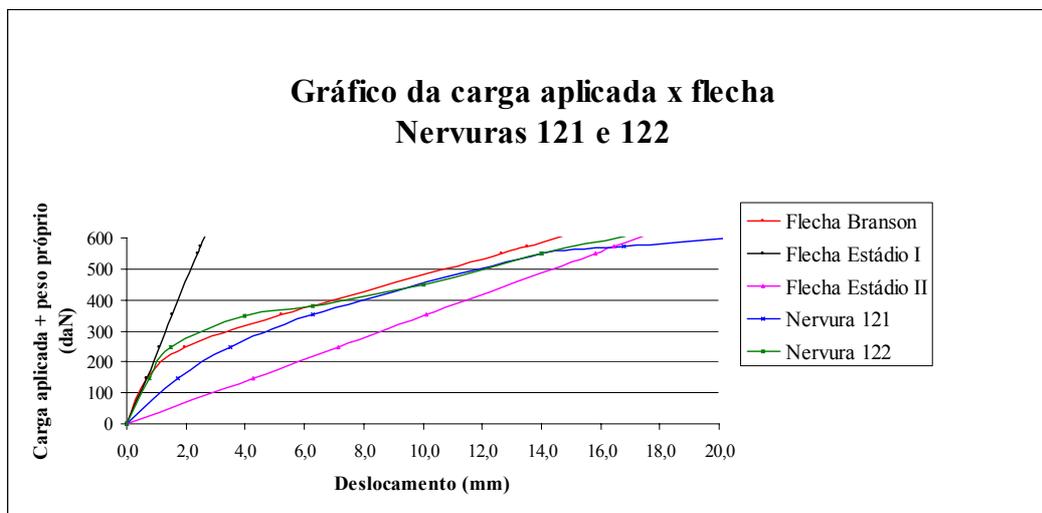


GRÁFICO 5.5 – Carga aplicada x flecha para as nervuras 121 e 122 (f_{cj} 27,31 MPa, armadura (A_s): 0,756 cm²; comprimento: 3,0 m; capa de concreto (h_f) de 4,0cm; altura (h) 12 cm; ensaio: Flexão armadura positiva)

O gráfico 5.6 apresenta os resultados dos ensaios das nervuras 161 e 162, elementos de rigidez intermediária (16 cm de altura) entre os casos estudados e armadura de 0,899 cm², esses elementos apresentaram deformação reais menores que as deformações calculadas com a utilização da I_m (Inércia média de Branson), para os carregamentos iniciais e com o aumento da carga as deformações reais aproximam-se das teóricas chegando a ultrapassá-las, mas logo a seguir voltam a ter praticamente a mesma inclinação, comprovando o que já havia ocorrido nas nervuras de 14 cm de altura.

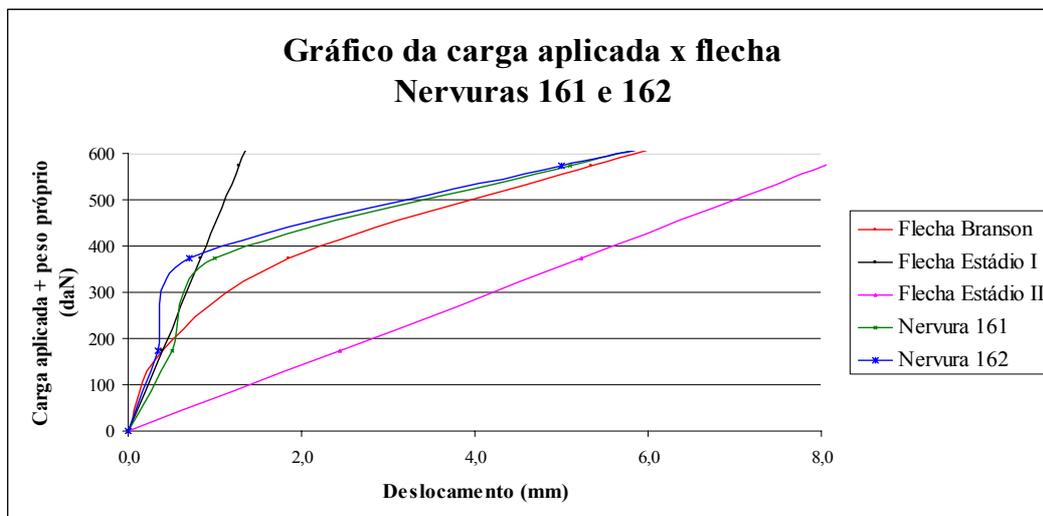


GRÁFICO 5.6 - Carga aplicada x flecha para as nervuras 161 e 162 (f_{cj} 17,82 MPa), armadura (A_s): 0,899 cm²; vão (L): 3,0 m; capa de concreto (h_f) de 4,0cm; altura (h) 16 cm; ensaio: Flexão armadura positiva)

O gráfico 5.7 mostra o comportamento da nervura 201, elemento de elevada rigidez (20 cm de altura) e devido a isso não se encontra fissurado, trabalhando praticamente no Estádio I.

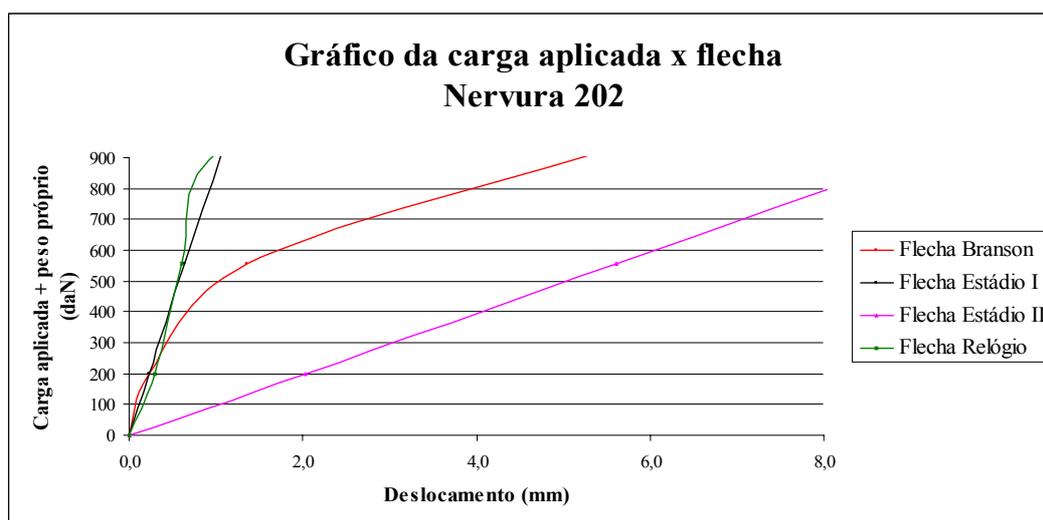


GRÁFICO 5.7 - Carga aplicada x flecha para a nervura 202 (f_{cj} 18,8 MPa), armadura (A_s): 0,746 cm²; vão (L): 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 4,0cm; altura (h) 20cm; ensaio: Flexão armadura positiva)

5.4.3 Outros fatores que influenciam na determinação da flecha

A flecha de um elemento depende além do valor da inércia das suas seções transversais das características do concreto, ou seja, para uma mesma peça em concreto armado com mesmo nível de intensidade de carregamento, o valor da flecha depende da resistência do concreto que, em princípio, caracteriza o valor de E_c (Módulo de Elasticidade). Sabe-se que o valor de E_c é influenciado por diversas variáveis, portanto é errado imaginar que conhecido o valor de f_{ck} pode-se determinar com muito boa precisão o valor de E_c .

A obtenção de um concreto com as características desejadas, inclusive do módulo de elasticidade (E_c), depende da boa execução de todas as etapas da concretagem que podem ser resumidas em: mistura dos materiais, transporte até a obra, transporte dentro do canteiro, lançamento do concreto, adensamento e cura. A má execução de uma dessas etapas pode ser responsável pela ocorrência de problemas no concreto, visto que não há nenhuma possibilidade de compensar as deficiências de uma das operações com cuidados especiais em outra.

O trabalho realizado por PEIXOTO (2002) mostra os efeitos do adensamento e da cura do concreto em lajes pré-moldadas, principalmente no que diz respeito à rigidez a flexão (produto $E.I$) de lajes pré-moldadas.

5.4.3.1 Ensaio de flexão variando-se processos de adensamento

PEIXOTO (2002) ensaiou diversos protótipos compostos por uma nervura com vigotas pré-moldadas do tipo treliça, que se distinguiram entre si apenas pelo processo de compactação do concreto: com adensamento manual, vibração mecânica por imersão e vibração superficial. A escolha dessas técnicas se deu por serem esses os processos que mais se adaptam às condições desse tipo de laje. Os protótipos similares aos usados por FLÓRIO (2001) foram ensaiados à flexão e para caracterização do concreto foi feito ensaio de compressão em seus corpos de prova. Para isso foram elaborados nove protótipos (e respectivos corpos de prova) que foram nomeados de acordo com a tabela 5.4.

TABELA 5.4 – nomenclatura dos protótipos do ensaio de adensamento

Protótipos não vibrados	NV – 07, NV – 08, NV – 09
Protótipos vibrados por imersão	VI – 01, VI – 02, VI – 03
Protótipos vibrados superficialmente	VS – 04, VS – 05, VS - 06

Os resultados dos ensaios são representados graficamente pelas curvas carga aplicada x deformação e alguns desses resultados são apresentados nos gráficos 5.8, 5.9 e 5.10.

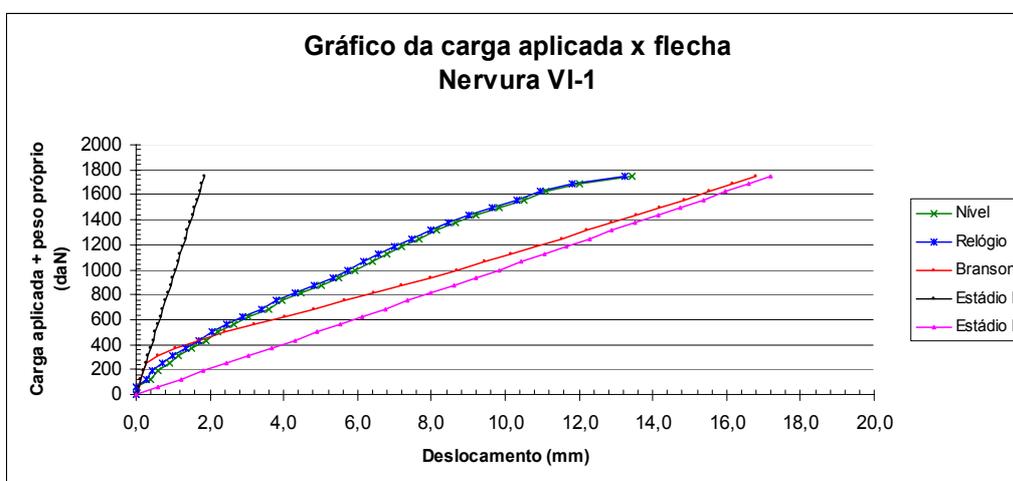


GRÁFICO 5.8 - Carga aplicada x flecha para a nervura VI - 01 (armadura (A_s): $0,566 \text{ cm}^2$; comprimento: 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 3,0 cm com f_{cj} de 34,65 MPa; altura (h): 14cm; ensaio: Flexão armadura positiva em nervura submetida a vibração por imersão)

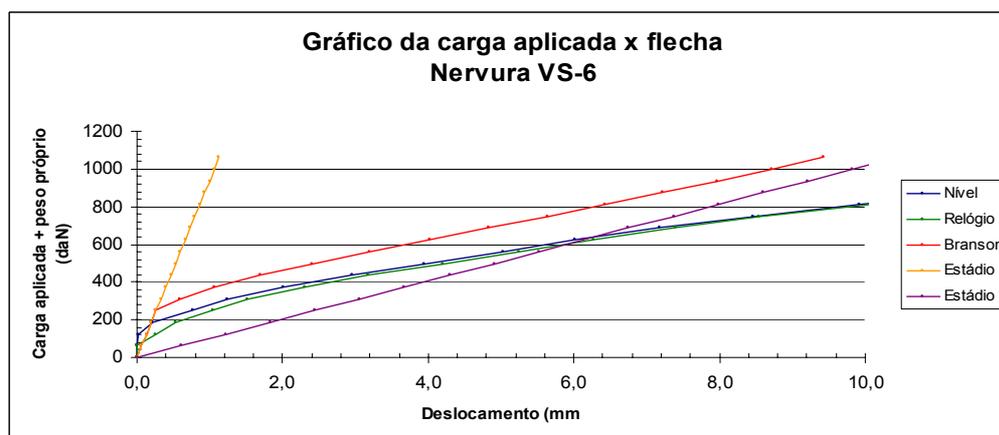


GRÁFICO 5.9 - Carga aplicada x flecha para a nervura VS - 06 (armadura (A_s): $0,566 \text{ cm}^2$; comprimento: 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 3,0 cm com f_{cj} de 34,65 MPa; altura (h): 14cm; ensaio: Flexão armadura positiva submetida a vibração superficial)

Com esses gráficos foi possível analisar as diferenças de deslocamentos entre as técnicas de adensamento adotadas nos diversos protótipos. A expressão de Branson forneceu resultados de flechas inferiores aos experimentais nos processos onde a vibração foi menos eficiente (gráficos 5.9 e 5.10) e resultados de flechas superiores aos experimentais nos processos onde a vibração foi mais eficiente (gráfico 5.8), mostrando que os concretos, que tem o mesmo f_{cj} , por questão de execução tem E_c diferentes, rigidez diferente e por isso valores experimentais e teóricos de deslocamento distintos.

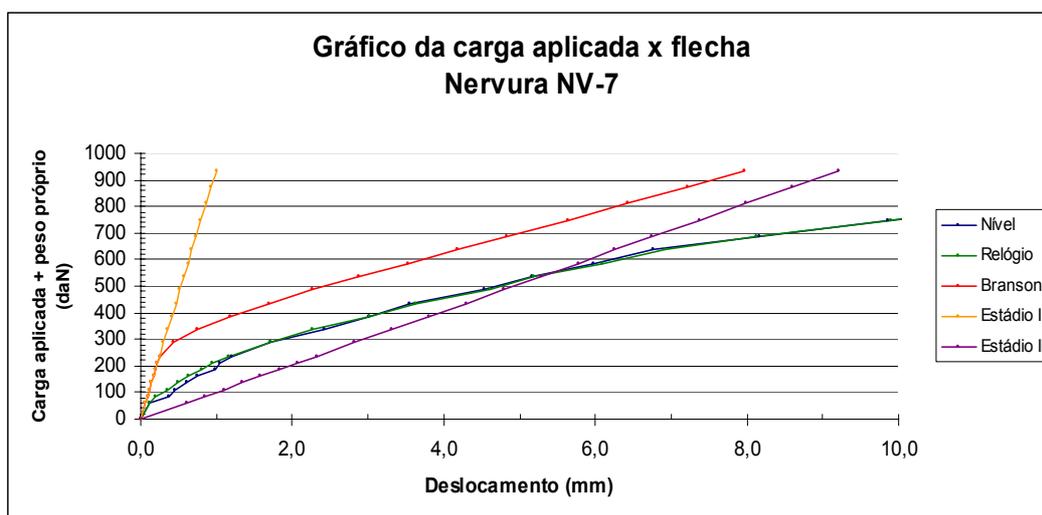


GRÁFICO 5.10 - Carga aplicada x flecha para a nervura NV - 07 (armadura (A_s): 0,566 cm²; comprimento: 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 3,0 cm com f_{cj} de 34,65 MPa; altura (h): 14cm; ensaio: Flexão armadura positiva submetida ao adensamento manual)

O gráfico 5.11 apresenta as curvas de todos os protótipos utilizados no ensaio de flexão onde, variou-se o processo de adensamento, mostrando a variação de deformabilidade entre eles.

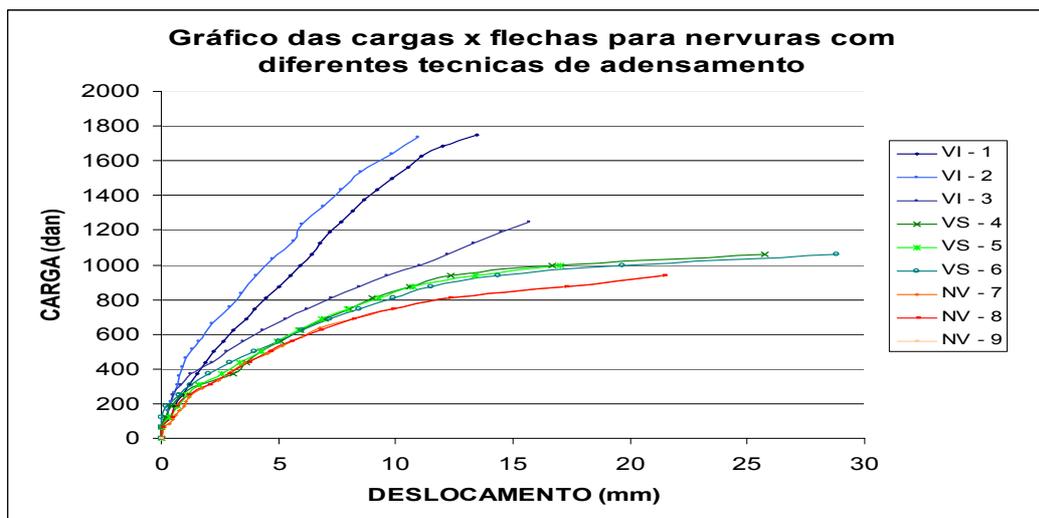


GRÁFICO 5.11 - Carga aplicada x flecha para as nervuras submetidas a diferentes processos de adensamento

5.4.3.2 Ensaio de flexão variando-se o tipo de cura

Entende-se por cura o processo mediante o qual mantém-se um grau de umidade satisfatório, evitando a evaporação da água da mistura, garantindo ainda uma temperatura favorável ao concreto durante o processo de hidratação dos materiais aglomerantes, de modo a se obter um concreto com as qualidades esperadas. A boa cura ajuda a controlar um dos processos mais importantes que ocorrem nas estruturas de concreto, a sua retração. Lajes têm características especiais por terem pequena espessura e grande superfície e por isso se não forem tomadas medidas imediatas para controle da perda d'água esta pode ser tão rápida que o concreto sofrerá fissuras por retração plástica que poderão comprometer o desempenho da estrutura.

No ensaio realizado por PEIXOTO (2002) o método de cura escolhido foi a cura por recobrimento com espuma de 40 mm e posteriormente os protótipos foram ensaiados à flexão, para isso foram elaborados seis protótipos que foram nomeados de acordo com a tabela 5.5 e dois corpos de prova para cada grupo de protótipos foram ensaiados à compressão para determinação do f_{cj} .

TABELA 5.5 – Nomenclatura dos protótipos do ensaio de cura

Protótipos não curados	NC – 01, NC – 02, NC – 03
Protótipos curados por recobrimento	CR – 04, CR – 05, CR – 06

Alguns dos resultados desses ensaios são representados graficamente pelas curvas carga aplicada x deformação (gráficos 5.12 e 5.13).

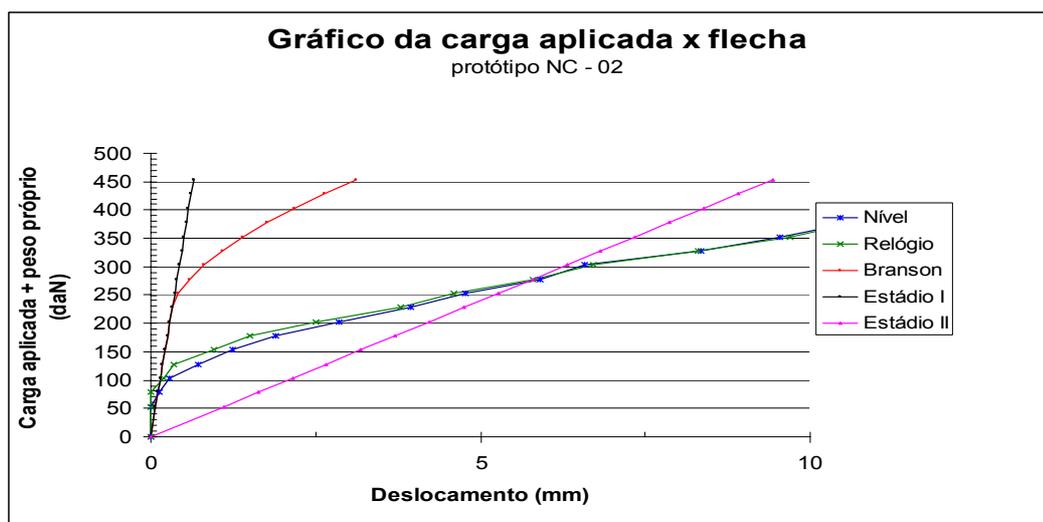


GRÁFICO 5.12 - Carga aplicada x flecha para a nervura NC - 02 (armadura (A_s): $0,566 \text{ cm}^2$; comprimento: 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 3,0 cm com f_{cj} de 34,65 MPa; altura (h): 14cm; ensaio: Flexão armadura positiva em nervura não submetida a cura por recobrimento)

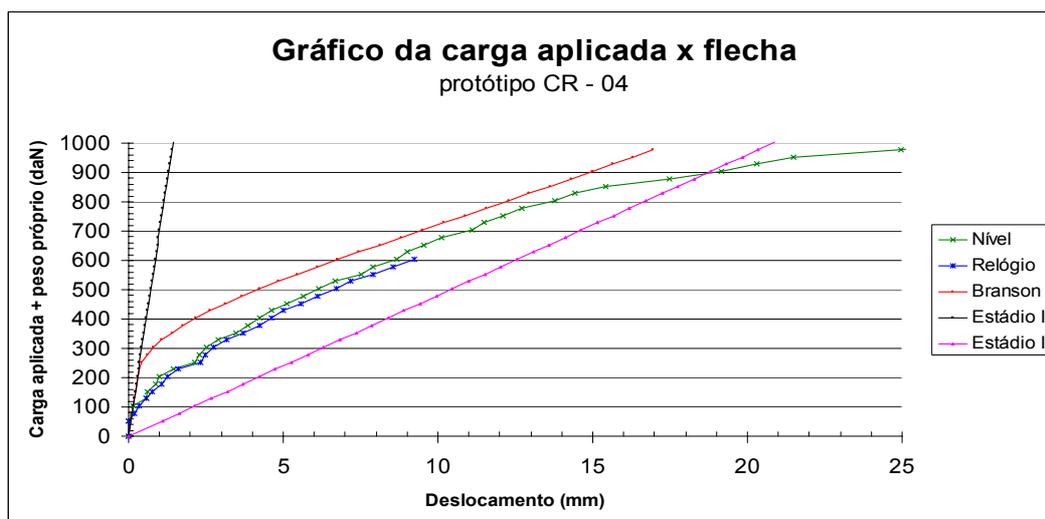


GRÁFICO 5.13 - Carga aplicada x flecha para a nervura NC - 02 (armadura (A_s): $0,566 \text{ cm}^2$; comprimento: 2,0 m; capa de concreto (h_f) de 3,0 cm com f_{cj} de 34,65 MPa; altura (h): 14cm; ensaio: Flexão armadura positiva em nervura submetida a cura por recobrimento)

Os resultados apresentam em termos de resistência valores muito diferentes, mostrando a importância do uso da técnica de cura controlada para se obter com segurança uma peça que terá pouca variabilidade no comportamento à flexão. Deve-se ressaltar que não foi feita a exposição de nenhum dos protótipos a ação direta do sol e do vento por dificuldades de se obter um local seguro que atendesse as condições e que no período em que foi efetuada a concretagem a temperatura ambiental foi baixa. Nota-se nos protótipos curados há concordância entre valores experimentais e teóricos (Branson), ocorrendo o oposto nas peças não curadas.

5.4.4 Ensaio com carregamentos uniformemente distribuídos

Além dos ensaios descritos anteriormente pode-se acrescentar o estudo do comportamento à flexão realizado por ROGGE *et alli* (2002). Embora o objeto de estudo desse trabalho tenha sido a deformação ao longo do tempo, as deformações imediatas foram medidas nos seis protótipos (constituídos por três nervuras feitas a partir de vigotas treliçadas) submetidos apenas a ação do peso próprio com um vão de 4 m e portanto a uma carga distribuída e não mais concentrada como nos anteriores.

Na figura 5.6 apresenta-se as características desses protótipos e na tabela 5.6 tem-se os valores das flechas imediatas medidas e as teóricas calculadas usando a expressão de Branson. Pode-se perceber que realmente, como esperado, todos os protótipos funcionam no Estádio II e a maior discrepância entre os resultados experimentais deve-se principalmente às condições de execução como foi descrito no trabalho original quando não foi possível efetuar um adensamento homogêneo em todos os protótipos.

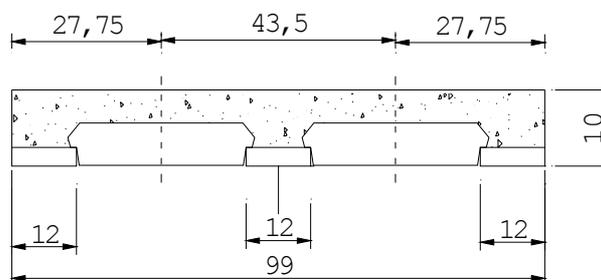


FIGURA 5.6- Seção transversal medidas em cm

TABELA 5.6– Flecha imediata dos protótipos e flecha teórica ($f_{ck} = 20\text{MPa}$)

Protótipo	A	B	C	D	E	Piloto
Flecha (mm)	5,1	5,4	4,5	8,2*	4,9	5,0
Flecha teórica (mm)	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1

*O protótipo D foi desconsiderado da análise por apresentar problemas durante a concretagem.

5.4.5 Conclusões dos ensaios de flexão

Em todos os ensaios dos protótipos com lajes pré-moldadas, seja com vigotas tipo trilho ou treliça, para elementos bi-apoiados, seja solicitado com cargas concentradas ou uniformemente distribuídas, o funcionamento dos protótipos se deu com uma rigidez intermediária às dos Estádios I e II. Exceção feita ao protótipo com 20 cm de altura confeccionado por CAIXETA (1998) que segundo o gráfico 5.7 mostra um comportamento típico de uma peça trabalhando no Estádio I. Os vãos utilizados em todos os protótipos são relativamente pequenos, mas em virtude das seções terem pequenos momentos de fissuração os valores das flechas só são próximos do Estádio I para cargas menores que $0,3 P_u$. Na prática isso significa que lajes unidirecionais com alturas de até 15 cm terão comportamento não linear, ou seja, a flecha não será proporcional ao carregamento linearmente.

Este fato conduz a necessidade de verificação cuidadosa do estado limite de deformação excessiva que como já foi provado em outros trabalhos teóricos do grupo de pesquisa que o autor faz parte, passa a ser condição determinante na obtenção da armadura de flexão.

Quando se analisa os gráficos flecha x carga, a expressão de Branson, apresenta melhor precisão para elementos com seções maiores, porém quando se considera ações cerca de 30 % superiores à aquelas que provocam o momento de fissuração (gráfico 5.14) conclui-se que a discrepância é maior no caso de peças com taxa de armadura alta (Nervuras D e F) enquanto que nas demais os valores são próximos. Portanto a expressão de Branson pode ser aplicada com razoável precisão para a avaliação de flechas em lajes unidirecionais pré-moldadas simplesmente apoiadas. Embora não citado neste trabalho, algumas experiências feitas pelo grupo de autores e outros pesquisadores mostram que não é possível usar o valor da inércia média de Branson na expressão da flecha do cálculo elástico de peças hiperestáticas. Isto se

deve bastante ao fato da seção da nervura ser em forma de um “T” que possui resistência a momentos positivos muito maior que a negativos.

5.5 Efeito teórico da fluência

No dimensionamento em relação à deformação deve também ser considerado o efeito da fluência que pode ser definida como o aumento da deformação imediata que o concreto apresenta ao longo do tempo quando submetido à carga permanente.

A parcela de deformação oriunda da fluência em peças de concreto fletidas é significativa e não pode, em hipótese alguma, ser desprezada, pois aumenta de uma a três vezes o valor da deformação imediata. E segundo a NBR6118(1978) é calculada multiplicando-se a flecha devida às ações das cargas quase permanentes pela razão entre as curvaturas no tempo infinito e zero.

$$R = \frac{R_{t\infty}}{R_{t0}} = \frac{(1 + \phi) \cdot |\varepsilon_c| + \varepsilon_s}{|\varepsilon_c| + \varepsilon_s}$$

Onde:

$R_{t\infty}$ - é a curvatura no tempo infinito

R_{t0} - é a curvatura inicial (no tempo “zero”)

ϕ - é o coeficiente de fluência do concreto, que em casos onde não é necessária grande precisão pode ser obtido por interpolação linear, a partir da tabela 5.7.

ε_c - é a deformação específica do concreto;

ε_s - é a deformação específica do aço;

d é a altura útil da peça.

Assim, a flecha em um tempo t qualquer é dada por:

$$a(t) = a(t_0) + a(t_0) \cdot R_{t\infty}/R_{t0} \quad \text{onde:}$$

$a(t)$ é o deslocamento no tempo t ;

$a(t_0)$ é o deslocamento inicial no instante inicial t_0 .

O valor do coeficiente de fluência pode ser obtido de forma simplificada, pela tabela 5.7 definida na NBR 6118 (2003) como tabela 8.1 (item 8.2.11).

TABELA 5.7-Valores do coeficiente de fluência

Umidade ambiente %		40		55		75		90		
Espessura equivalente $2A_c/u$ cm *		20	60	20	60	20	60	20	60	
$\phi(t_\infty, t_0)$	T_0	5	4,4	3,9	3,8	3,3	3,0	2,6	2,3	2,1
	dias	30	3,0	2,9	2,6	2,5	2,0	2,0	1,6	1,6
		60	3,0	2,6	2,2	2,2	1,7	1,8	1,4	1,4

* Sendo A_c a área da seção transversal e u o perímetro da seção em contato com a atmosfera.

E em virtude do comportamento não linear a flecha devida à carga acidental não pode ser calculada diretamente e sim pela expressão:

$$a_q = a_{g1+g2+q} - a_{g1+g2} \quad \text{Eq. 5.10}$$

Onde:

a_q é a flecha devida à carga acidental;

$a_{g1+g2+q}$ é a flecha devida à carga permanente estrutural, sobrecarga permanente e carga acidental;

a_{g1+g2} é a flecha devida à carga permanente estrutural, sobrecarga permanente.

A NBR 6118(2003) prescreve de forma mais simplista e aproximada o cálculo de flecha deferida no tempo para vigas de concreto armado através da multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50.\rho'} \quad \text{Eq. 5.11}$$

onde:

$$\rho' = A_s' / A_c$$

ξ é um coeficiente função do tempo que deve ser calculado pela expressão seguinte, se $t \leq 70$ meses, ou obtido da **tabela 5.8**.

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^t)^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses}$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t \geq 70 \text{ meses}$$

TABELA 5.8 Determinação de ξ de acordo com t

(t)	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
$\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

Onde:

t é o tempo em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 é a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso das parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\sum P_i t_{0i}}{\sum P_i}$$

onde:

P_i são parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela I , em meses;

O valor da flecha total deve ser obtido multiplicando-se a flecha imediata por $(1 + \alpha_f)$.

5.6 Efeito da fluência experimental

No trabalho realizado por ROGGE (2000) em pesquisa de iniciação científica, para medir a flecha ao longo do tempo, mediu-se a flecha no centro da laje do protótipo piloto (ver esquema da figura 5.7 e tabela 5.9) durante vinte e dois dias, tomando o cuidado de verificar possíveis deslocamentos verticais dos apoios, pelo menos uma vez ao

dia, com o defletômetro e o nível de precisão topográfico. Mediu-se também a temperatura e a umidade do ambiente. Na tabela 5.10 são apresentados os valores do deslocamento do ponto central, ao final da tarde de cada dia, e a umidade e temperatura média.

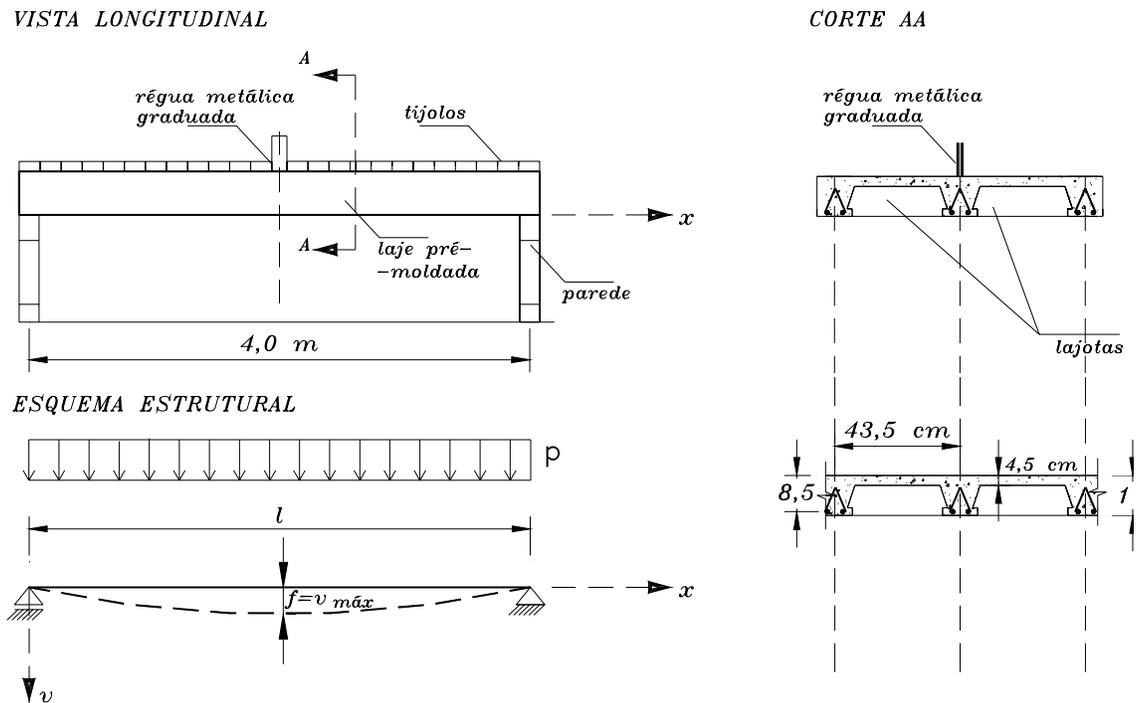


FIGURA 5.7 Esquema dos protótipos de ROGGE (2000)

No gráfico 5.14 estão representados os valores experimentais da flecha ao longo do tempo, no qual percebe-se que nos primeiros quatro dias de medições a inclinação do gráfico é grande, indicando que a velocidade de deformação é bem alta. Após esse período a inclinação diminui.

Prosseguindo o experimento confeccionou-se mais cinco protótipos em que as flechas foram medidas durante 200 dias, nos pontos sobre os apoios, e os deslocamentos do ponto central das lajes. Os valores de deslocamento foram medidos com nível de precisão topográfico, e com o auxílio de uma régua metálica graduada.

TABELA 5.9 Dados e características geométricas. Protótipos com vão 4 m

	Seção transversal total	Nervura central
Largura	b = 99 cm	b = 43,5 cm
Altura total	h = 10 cm	h = 10 cm
Altura útil	d = 8,5 cm	d = 8,5 cm
Área de aço (lajes A a D)	$A_s = 3,12 \text{ cm}^2$	$A_s = 1,04 \text{ cm}^2$
Área de aço (laje E)	$A_s = 4,80 \text{ cm}^2$	$A_s = 1,60 \text{ cm}^2$
	Seção transversal total	Nervura central
Área de concreto.	$A = 568 \text{ cm}^2$	$A = 224 \text{ cm}^2$
cg do concreto a partir da face inferior.	$y_{cg} = 6,28 \text{ cm}$	$y_{cg} = 6,63 \text{ cm}$
Inércia da seção de concreto.	$I_I = 4599 \text{ cm}^4$	$I_I = 1674 \text{ cm}^4$
Ação	Cálculo da armadura estado limite último	Ação no ensaio
Peso próprio	$g_1 = 1,70 \text{ kN/m}^2$	$g_1 = 1,70 \text{ kN/m}^2$
Sobrecarga permanente	$g_2 = 0,50 \text{ kN/m}^2$	$g_2 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
Acidental	$q = 1,5 \text{ kN/m}^2$	-

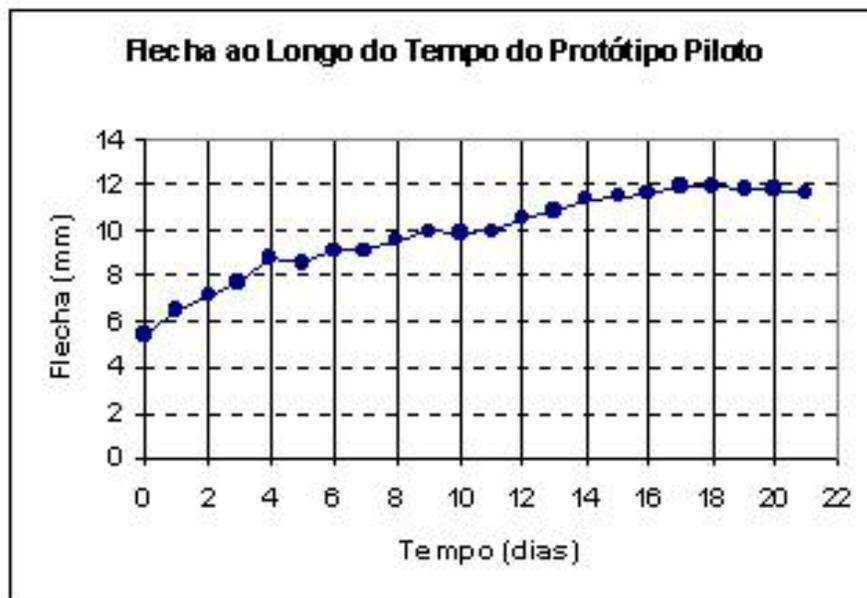
**GRÁFICO 5.14 - Valores da flecha ao longo do tempo do protótipo piloto**

TABELA 5.10- Valores médios de flechas, temperatura e umidade do protótipo piloto

Dia	Temperatura (°C)	Umidade (%)	Flecha (mm)
04/jan	29,5	53,0	5,5
05/jan	27,5	57,3	6,5
06/jan	29,0	56,0	7,1
07/jan	33,0	46,0	7,7
08/jan	29,0	55,0	8,8
09/jan	26,7	72,0	8,6
10/jan	24,5	69,5	9,1
11/jan	25,5	67,5	9,1
12/jan	23,0	72,5	9,5
13/jan	27,3	63,0	9,9
14/jan	28,0	60,0	9,9
15/jan	25,2	63,7	10,0
16/jan	27,6	58,5	10,6
17/jan	28,3	57,5	10,7
18/jan	29,3	57,7	11,4
19/jan	29,8	56,0	11,5
20/jan	29,2	63,5	11,6
21/jan	27,1	60,5	12,0
22/jan	28,1	60,5	11,9
23/jan	27,6	70,0	11,9
24/jan	25,0	79,0	11,9
25/jan	28,6	69,0	11,7

A tabela 5.11 apresenta os valores das flechas medidas ao longo do tempo das cinco lajes finais, e os valores médios de temperatura e umidade ambientes.

TABELA 5.11 - Valores de flechas, umidade e temperatura ambientes dos protótipos

Idade	Laje A	Idade	Laje B	Laje C	Laje D	Laje E	Idade	Temp.	Umid.
(dias)	(mm)	(dias)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(dias)	(°C)	(%)
8	5,125	8	5,420				8	26,20	69,5
9	7,460	9	7,682				9	25,55	69,5
10	8,767	10	8,892				10	26,20	63,5
17	12,005	17	11,948				17	25,20	66,0
18	12,465	18	12,290				18	24,05	68,5
21	13,000	21	15,465				21	24,60	67,0
28	13,338	28	16,148	4,545	8,200	5,925	28	23,65	87,5
29	13,673	29	16,678	5,875	8,773	8,010	29	23,65	78,5
30	13,678	30	16,870	6,342	8,858	9,168	30	24,50	77,0
31	14,120	31	17,048	7,375	9,715	9,420	31	25,25	75,0
32	14,198	32	17,293	7,910	9,928	9,745	32	26,30	74,5
35	15,290	35	18,120	9,627	11,580	11,023	35	25,55	69,0
Carreg.	18,143	36	18,648	9,875	11,678	11,208	36	25,10	72,0
36	18,595	37	19,048	10,060	11,770	11,538	37	24,85	72,0
37	18,755	38	19,328	10,825	11,825	11,765	38	25,50	65,0
38	18,968	39	19,683	11,000	11,870	11,975	39	25,60	68,0
39	19,030	42	19,903	12,000	13,198	12,015	42	25,45	66,0
42	19,833	Carreg.	22,983	13,315	17,965	15,150			
43	19,975	43	23,515	14,955	18,295	16,215	43	25,10	71,5
44	20,028	44	23,530	15,665	18,433	16,433	44	24,30	74,5
45	20,170	45	23,545	15,800	18,745	16,608	45	24,20	74,5
46	20,310	46	23,573	16,188	18,893	16,700	46	23,95	74,0
50	20,668	50	24,033	16,713	19,020	16,823	50	23,70	74,0
52	20,825	52	24,044	16,913	19,455	16,933	52	23,30	74,0
57	21,253	57	24,055	17,548	20,770	17,388	57	24,85	74,0
65	22,405	65	25,500	18,683	23,045	18,455	65	22,75	69,5
72	23,268	72	27,093	19,843	24,955	19,480	72	22,30	67,0
80	24,558	80	28,098	20,998	25,980	21,343	80	23,05	64,5
86	24,703	86	28,170	21,150	26,653	21,450	86	19,60	64,5
98	24,810	98	28,305	21,273	26,768	21,668	98	19,00	79,0
99	24,920	99	28,318	21,446	26,840	21,798	99	19,80	68,0
109	25,020	109	28,400	21,900	26,955	21,820	109	20,55	69,5
119	25,585	119	28,440	22,290	27,163	21,845	119	20,55	71,5
128	25,795	128	28,563	25,580	28,365	21,900	128	19,95	66,5
135	26,020	135	28,883	25,910	28,630	21,988	135	12,60	69,5
143	26,618	143	30,328	26,095	28,798	22,303	143	15,60	64,0
156	26,778	156	31,065	27,220	29,270	22,620	156	18,65	65,5
171	27,565	171	31,965	27,753	29,440	22,400	171	17,55	65,5
184	28,613	184	32,250	27,855	29,640	23,875	184	19,55	63,5
200	29,410	200	32,580	28,030	29,940	24,010	200	19,90	65,5

As flechas ao longo do tempo são apresentadas no gráfico 5.15 através de curvas de flechas x tempo de cada um dos 5 protótipos finais, batizados de A, B, C, D e E. Com as seguintes particularidades: Nos protótipos A e B o escoramento foi retirado no oitavo dia após a concretagem, sendo que o carregamento que simula uma sobrecarga permanente no caso do protótipo A foi feito no dia 35 enquanto em B no dia 42 (notar que se excetuando a Laje D estas são as lajes que apresentam, após 200 dias as maiores flechas). Nas lajes C, D e E o escoramento foi retirado no dia 28 e os carregamentos de sobrecarga ocorreram no dia 42. Dessas três, a laje D foi a que teve a maior deformação pois teve problemas de concretagem. A laje E que tem maior taxa de armadura é a que apresenta a menor deformação ao final dos 200 dias. Percebe-se novamente que a velocidade de deformação em todas as lajes nos primeiros dias é bem alta e cai gradativamente.

Não foi possível estabelecer uma correlação entre a temperatura ambiente e a flecha devida à mesma, mas pode-se afirmar que os valores medidos, de acordo com as tabelas anteriores pouco diferenciarão daqueles devidos apenas à fluência e retração, pois através do ensaio de gradiente de temperatura (aplicação de gelo em uma face) pode-se saber que o efeito do gradiente de temperatura no valor da flecha não é tão grande

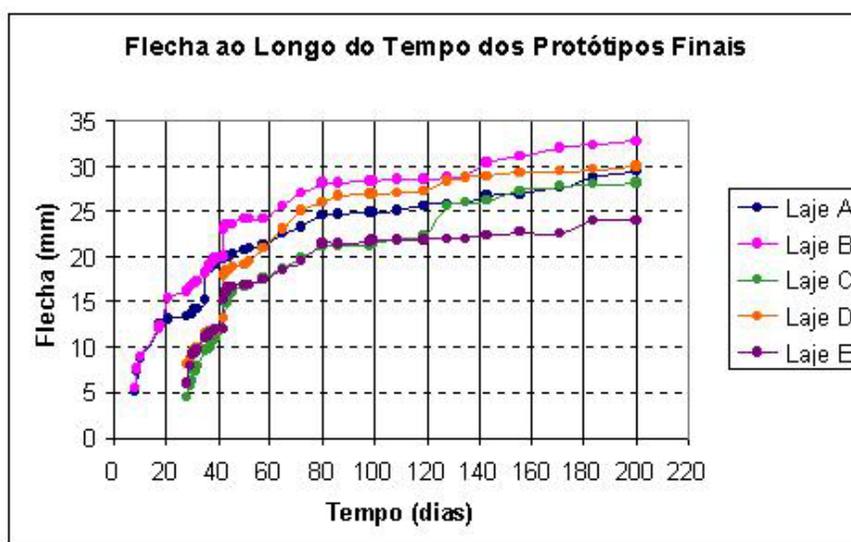


GRÁFICO 5.15- Valores das flechas ao longo do tempo dos protótipos

A partir dos resultados experimentais pode-se fazer uma comparação (gráficos de 5.16 a 5.18) com os resultados teóricos obtidos com as recomendações da nova norma NBR 6118 (2003).

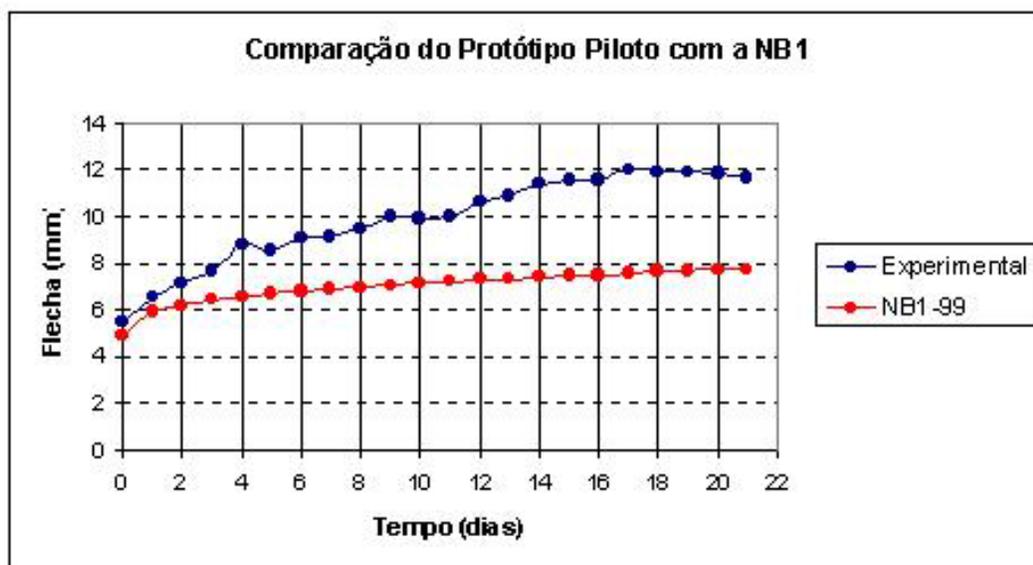


GRÁFICO 5.16- Comparação dos resultados experimentais da laje piloto com os valores teóricos da NBR 6118 (1999) com mesma expressão da versão 2003.

Em todos os gráficos que comparam as flechas experimentais com as obtidas com a utilização das fórmulas da NBR 6118 (2003), observa-se que a expressão da Norma conduz a valores subestimados de flecha. O que já era de se esperar, pois a fórmula é muito simplista e não leva em conta uma série de fatores que influenciam o fenômeno, fatores indicados pela própria NBR 6118 (2003) para o cálculo de coeficiente de fluência do concreto.

Os protótipos A e B, cujas flechas são apresentadas no gráfico 5.17, tiveram seus escoramentos retirados no oitavo dia, enquanto que a sobrecarga permanente foi aplicada no 36^o e no 42^o dia respectivamente. A laje A foi a segunda a ser concretada enquanto a B foi a terceira, quando o concreto já estava difícil de ser adensado, levando a crer que o módulo de elasticidade do concreto de A ficou com um valor maior que o B, ou

mesmo o fato de se fazer uma melhor compactação do concreto faz com que a laje A tenha, ao final dos 200 dias, uma flecha menor que a B, embora esta tivesse sido submetido a sobrecarga permanente posteriormente a laje A.

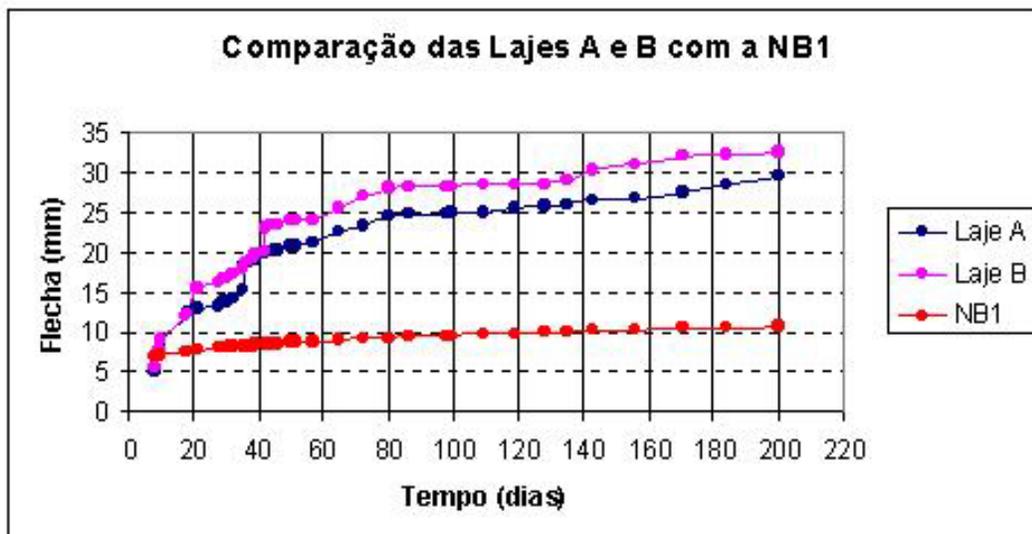


GRÁFICO 5.17- Comparação dos valores experimentais das lajes A e B com os valores teóricos da NBR 6118

Houve um período intenso de chuvas entre os dias 119 e 128 fazendo com que os tijolos colocados sobre os protótipos que servem de sobrecarga se encharcassem aumentando a carga e conseqüentemente a deformação apenas nas lajes A e E que estavam próximas a lateral do barracão e portanto sujeitas a receberem água da chuva

O fato da expressão da flecha da NBR 6118 (2003) não levar em conta várias variáveis que interferem no processo, tais como: temperatura e umidade ambiente, tipo de cimento, idade de carregamento, trabalhabilidade do concreto, taxa de armadura, intensidade do carregamento, entre outros, provoca uma grande diferença entre o valor experimental e o teórico.

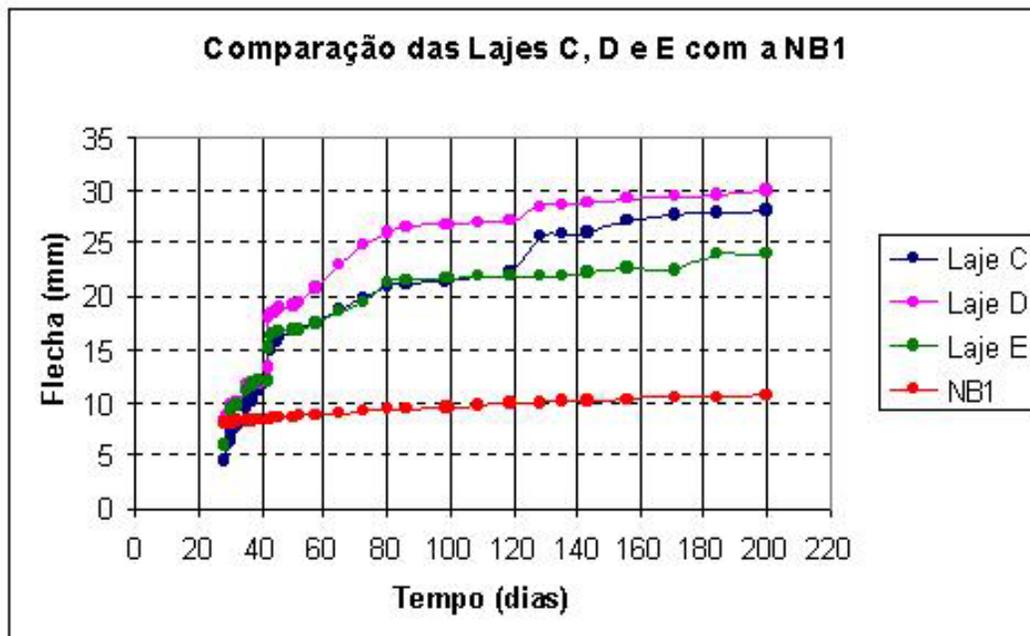


GRÁFICO 5.18 - Comparação dos valores experimentais das lajes C, D e E com os valores teóricos da NBR 6118

5.6.1 Considerações sobre o ensaio de fluência

Todos os ensaios mostraram que a velocidade da deformação nos primeiros dias é muito maior, chegando a 0,3 mm/dia no primeiro dia enquanto no terceiro dia caía para vinte por cento deste valor.

A laje com maior taxa de armadura (laje E), que deveria apresentar uma deformação menor do que as demais na verdade apresentou uma deformação tão grande ou maior do que as outras lajes carregadas na mesma época. Contudo, a partir da metade do experimento ela começou a melhorar o seu comportamento, apresentando deformações bem baixas (velocidade de deformação de aproximadamente 0,02 mm/dia), e no final do experimento foi a laje que apresentou a menor flecha (15% menor do que em peças menos armadas). Pode-se concluir que a taxa de armadura influi mais nas deformações em longo prazo.

A laje com maior deformação foi a laje D que apresentou problemas na

concretagem, e esteve constantemente exposta ao sol. Esses fatores contribuíram para que essa peça apresentasse uma menor resistência. Essa laje apresentou deformação inicial, cerca de 60% maior do que as demais lajes, porém por volta do 80º dia a velocidade de deformação começou a cair (aproximadamente 0,015 mm/dia), mas no final do experimento apresentava valores de flechas bem próximos às lajes C e D.

A análise dos resultados dos experimentos permitiu verificar que o efeito da deformação ao longo do tempo é influenciado por duas variáveis principais: a idade do concreto e a taxa de armadura. As lajes A e B tiveram seus escoramentos retirados no 8º dia, porém a flecha inicial de B já foi superior a de A (5,42 e 5,125 mm). Ao ser feita a segunda etapa de carregamento em épocas distintas, 35 dias para A e 42 dias para B, era de se esperar um menor deslocamento de B. Porém, o provável menor valor de E_c da laje B fez com que a flecha, nesta segunda etapa, fosse maior (2,85 e 3,08 mm). Isso pode ser explicado pela provável diferença entre os módulos de elasticidade do concreto, maior no protótipo A do que no B, que depende da forma de executar a concretagem.

Lamenta-se apenas que os estudos de deformação ao longo do tempo aqui apresentados não puderam ser continuados em virtude da falta de financiamento para sua continuação.

TABELA 5.12 - Comparação entre as lajes A e B

Dias	Laje A a_A (mm)	Laje B a_B (mm)	a_B/a_A
8	5,125	5,420	1,0580
42	19,833	22,983	1,1156
200	28,610	32,580	1,1387

No início do carregamento, nas lajes C, D e E, a laje C teve deformação menor do que a laje E que possui maior taxa de armadura pois para manter a trabalhabilidade do concreto foi necessário aumentar o fator água/cimento na confecção de D e E fazendo com que as deformações iniciais fossem maiores. Se no início a maior armadura da laje E não foi suficiente para diminuir a deformação no final do experimento ela levou a uma menor deformação (ver tabela 5.13)

TABELA 5.13- Comparação entre as lajes C, D e E.

Dia	Laje C a_C (mm)	Laje D a_D (mm)	Laje E a_E (mm)
28	4,545	8,200	5,925
42	13,315	17,965	15,150
99	21,446	26,840	21,798
200	28,030	29,940	24,010

Ao se comparar o comportamento e os resultados dos protótipos B e C temos idéia da importância da idade do concreto na retirada do escoramento na deformação final. Nos protótipos B e C o escoramento foi retirado com o concreto na idade de 17 e 35 dias respectivamente e seus deslocamentos depois de 8 dias da retirada do escoramento foram 11,95 e 9,875 mm, esse comportamento manteve-se até o final do experimento.

Dentre as variáveis que podem ser analisadas numericamente, a taxa de armadura e idade do concreto, tem-se que a taxa de armadura produz, em longo prazo, a menor flecha. Outra variável, cuja importância é mais difícil de se analisar pela falta de ensaios, é o módulo de elasticidade do concreto, pois mesmo comparando as lajes A e B, e B e C, as menores deformações ocorrem naquelas em que a concretagem foi mais favorável.

Portanto para lajes com vigotas pré-moldadas é aconselhável uma armadura superior a correspondente ao estado limite último que é a armadura utilizada nos protótipos de A a D, somente E tem armadura superior a esse valor. Além de se executar uma boa concretagem aumentando o módulo de deformabilidade do concreto e retardar ao máximo a retirada do escoramento quando a condição anterior não for obtida.

O cálculo de flechas em vigas de concreto armado com a utilização da expressão fornecida pela NBR 6118/03 mostrou-se inadequado para o experimento, pois subestima as deformações por fluência, já que não são considerados em suas expressões os efeitos da umidade relativa, temperatura ambiente, idade do concreto, espessura fictícia, etc.

No gráfico 5.19 a curva da flecha contra o tempo e verificamos duas seqüências, a primeira corresponde ao tempo decorrido da retirada do escoramento até o carregamento da laje, e o segundo trecho corresponde ao carregamento até o final do experimento. Essas curvas foram elaboradas utilizando-se o programa Microsoft Excel, que permite a adição de vários tipos de linhas de tendência e mostra como a curva adere aos pontos experimentais através do valor de R^2 (porcentagem de concordância).

Utilizou-se a linha de tendência do tipo polinômio de 2º grau. O valor de R^2 indica que a concordância entre pontos experimentais e linha de tendência está boa, pois o desvio entre os valores não chega a 10%. O tempo refere-se a idade do concreto em dias. Contudo por se tratar de função crescente estas seqüências não conseguiram fornecer por extrapolação resultados aceitáveis para a flecha no tempo infinito (considerado em geral 10.000 dias pelas normas).

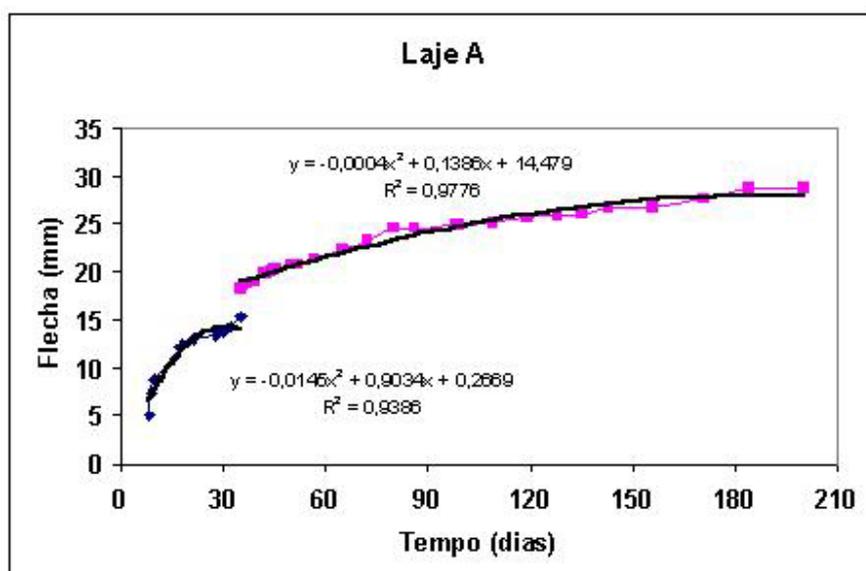


GRÁFICO 5.19 - Variação da flecha no tempo – Laje A

5.7 Deformações limites segundo a NBR 6118/03

A nova Norma fornece alguns valores limites de deslocamentos e os classifica, em quatro grupos:

- Aceitabilidade sensorial: os limites apresentados representam deslocamentos máximos que não causem sensações desagradáveis aos usuários da estrutura. As razões das limitações podem ser visual, com deslocamento limite igual a $l/250$ ou de outros tipos como vibrações, como a devido a cargas acidentais, com deslocamento igual a $l/350$.

- Estruturas em serviço: estes limites representam os deslocamentos que podem prejudicar a utilização adequada da estrutura. Neste caso, limitam-se os casos de superfícies que devem drenar água em $l/250$, pavimentos que devem permanecer plano em $l/600$ e elementos que suportam equipamentos sensíveis de acordo com recomendação do fabricante.

- Efeitos em elementos não-estruturais: os limites representam os deslocamentos que não prejudiquem o funcionamento dos elementos não-estruturais. Assim, as razões de limitações podem ser paredes, com limitação de $l/500$ no caso de alvenarias, caixilhos e revestimentos, $l/250$ no caso de divisórias leves H/500, para movimento lateral de edifícios e $l/300$ para movimentos térmicos verticais, como podem ser forros, com limitação de $l/360$ no caso de revestimentos colados e $l/180$ no caso de revestimentos colados ou com juntas.

- Efeitos em elementos estruturais. Neste caso são apresentados os limites que podem prejudicar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas.

A NBR 6118/01 fornece uma tabela de limites para deslocamentos semelhante à tabela 5.14.

Tabela 5.14 - Limites para deslocamento

Tipo de deslocamento	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devidos a cargas acidentais	$l/350$
Estruturas em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^{(1)}$
	Pavimentos que devem permanecer plano	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350$ + contra flecha
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com a recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em não elementos estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após construção da parede	$l/500^{(3)}$ ou 10 mm ou $e = 0,0017 \text{ rad}^{(4)}$
		Divisórias leves e caixilhos telescópios	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^{(3)}$ ou 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação freqüente	$l/H/2500$ ou $H_i/1250^{(5)}$ entre pavimentos $^{(6)}$
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^{(7)}$ ou 15 mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	Hi/500
		Revestimentos colados	Ocorrido após construção do forro	$l/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após construção do forro	$l/175$
	Ponte rolante	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenação	H/400
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevante para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-se ao modelo estrutural adotado.		

5.8 Combinações de ações segundo a NBR 6118/03

Estes limites devem ser comparados ao valor de flecha para uma certa combinação de ação dada pela **NBR 6118/03**. Para o cálculo da deformação devido à fluência deve-se considerar a combinação quase permanente. A combinação freqüente deverá ser usada para verificação de flechas que resultem em um aspecto visual desagradável e também problemas como o acúmulo de água. Um limite deve ser considerado para a atuação da carga acidental, que define a máxima contra-flecha que pode ser dada no elemento analisado ou em um trecho da estrutura.

As ações para o cálculo das flechas são dadas por:

$$F_d = F_{gk} + \gamma_{f2} F_{qk}$$

Sendo γ_{f2} o coeficiente de ponderação das ações no estado limite de serviço cujo valor é variável de acordo com a verificação que se deseja fazer :

Para locais em que não há equipamentos fixos nem elevada concentração de pessoas o valor de γ_{f2} é 0,3 para quase permanente, 0,4 para freqüente e 1,0 para a rara.

Para locais em que há equipamentos fixos ou elevada concentração de pessoas o valor de γ_{f2} é 0,4 para quase permanente, 0,6 para freqüente e 1,0 para a rara.

Já para bibliotecas, arquivos oficinas e garagens o valor de γ_{f2} é 0,6 para quase permanente, 0,7 para freqüente e 1,0 para a rara.

A ação S_g corresponde à ação permanente e S_q à ação acidental.

A NBR 6118/01 fornece as seguintes tabelas para as combinações em serviço e valores do coeficiente γ_{f2} tabela 5.15.

Tabela 5.15 - Combinações de serviço e valores do coeficiente γ_{f2}

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Calculo das solicitações		
Combinações quase-permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \Psi_2 F_{qjk}$		
Combinações freqüentes de serviço (CF)	Nas combinações freqüentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\Psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Psi_1 F_{q1k} + \Sigma \Psi_2 F_{qjk}$		
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\Psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + F_{q1k} + \Sigma \Psi_1 F_{qjk}$		
<p>$F_{d,ser}$ é o valor de calculo das ações para combinações de serviço F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas Ψ_1 é o fator de redução de combinação freqüente para ELS Ψ_2 é o fator de redução de combinação quase-permanente para ELS</p>				
<p>O coeficiente γ_{f2} tem os seguintes valores conforme a verificação que se deseja fazer: $\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras $\gamma_{f2} = \Psi_1$ para combinações freqüentes $\gamma_{f2} = \Psi_2$ para combinações quase permanentes</p>				
Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1 ¹⁾	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de levadas concentrações de pessoas ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo ou de levadas concentrações de pessoas ³⁾	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,7	0,6
Temperatura	Variação uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,8	0,5	0,3
<p>Para os valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga Edifícios residenciais Edifícios comerciais e de escritórios</p>				

EXEMPLOS

6.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados exemplos numéricos usando alguns dos modelos de cálculo descritos nos capítulos anteriores, com o intuito de verificar o comportamento de diferentes configurações de lajes pré-fabricadas através de comparações e ao mesmo tempo fornecer um roteiro para os projetistas que consultarem este trabalho.

Em todos os exemplos o dimensionamento das lajes será feito sempre que possível de acordo com as prescrições das Normas NBR 6118 (2003) e NBR 14859-1 (2002), além das condições impostas pelo mercado em relação às suas dimensões e materiais componentes.

6.2 Exemplo 1: Variação de altura em lajes simplesmente apoiadas

D) Calcular a armadura longitudinal e verificar o Estado de Deformação Excessiva de uma laje pré-fabricada simplesmente apoiada, com vão de quatro metros para os seguintes dados:

- 1) Tipo da laje: laje pré-fabricada confeccionada a partir de vigotas do tipo treliça. Material de enchimento: Poliestireno expandido (EPS) com altura de 7,0 cm.
- 2) Vão: $l = 4,0$ m.
- 3) Geometria da seção transversal da nervura (figura 6.1) com altura total (h) = 11,0 cm; $b_2 = 35,0$ cm; $h_f = 4,0$ cm; $d = (h - 2,0) = 9,0$ cm; $d' = 2,0$ cm, $b_w = 12,0$.
- 4) Revestimento 5 cm de espessura e carga acidental (q) = 1,5 kN/m²
- 5) Materiais: $\gamma_{\text{concreto}} = 25$ kN/m³; $\gamma_{\text{rev.}} = 18$ kN/m³; $f_{ck} = 20$ MPa. Aço CA60.

II) Fazer a verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva para diferentes alturas de lajes de 14, 16, 18, 20, 26 cm. Utilizar os mesmos dados do item I) inclusive com a armadura longitudinal determinada nele e a espessura da capa.

6.2.1 Resolução item I

Neste exemplo procura-se determinar a armadura necessária no Estado Limite Último para uma laje pré-fabricada vencer um vão de quatro metros, fazendo-se em seguida a verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva. Com essa finalidade, o cálculo numérico do item I) será detalhado enquanto que os cálculos do item II) serão apresentados na forma de tabela. O modelo de cálculo adotado é o de viga independente, considerando que os apoios são indeslocáveis na vertical (por exemplo paredes).

A laje pré-fabricada adotada é com a nervura do tipo treliça. O cálculo de uma laje confeccionada com o elemento tipo trilho é semelhante ocorrendo somente algumas modificações nas características geométricas da nervura e no coeficiente de rugosidade na verificação ao cisalhamento, que cai para 0,6, como é visto no exemplo 2.

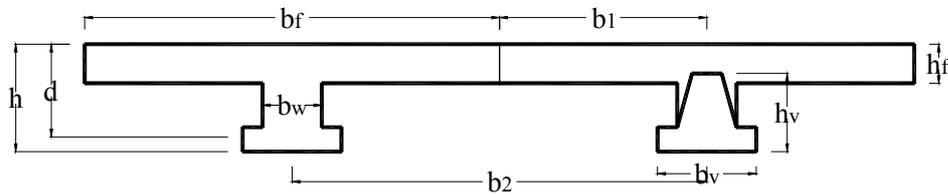


FIGURA 6.1 Características geométricas da seção

a) Cálculo da largura colaborante e carregamento atuante

Da mesma forma como foi tratado no capítulo 4 é preciso antes de se dimensionar a armadura na nervura verificar qual parcela da “capa” da laje participa no trabalho de flexão da nervura determinando o valor de b_f .

$$b_f \leq \begin{cases} b_w + 0,10 \cdot a = 12 + 0,10 \cdot 300 = 42,0 \text{ cm} \\ b_w + 2 \cdot b_1 = 12 + 2 \cdot 15 = 42,0 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow b_f = 42,0 \text{ cm}$$

onde:

$a = \ell = 400 \text{ cm}$ (simplesmente apoiada);

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5 \cdot b_2 = 0,5 \cdot 30 = 15 \text{ cm} \\ 0,10 \cdot a = 0,10 \cdot 300 = 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow b_1 = 15,0 \text{ cm};$$

$b_2 = 30,0 \text{ cm}$ é a distância entre as faces internas de duas nervuras adjacentes.

Agora é necessário determinar o carregamento que está atuando sobre uma nervura da laje, lembrando que o intereixo é de 42 cm

Peso próprio (g_1) = $A \cdot \gamma_c$

Com A = área do concreto

A área da seção do concreto calculada pela equação

$$A = (b_f - b_w) \cdot h_f + b_w \cdot h = (42 - 12) \cdot 4 + 12 \cdot 11 = 252,00 \text{ cm}^2$$

$$g_1 = 0,0252 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 0,63 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carga revestimento } (g_2) = 0,05 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,42 \text{ m} = 0,38 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carga acidental } (q) = 1,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,42 \text{ m} = 0,63 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento total } P = g_1 + g_2 + q = 1,64 \text{ kN/m} \text{ (Combinação rara)}$$

$$P = g_1 + g_2 + 0,3q = 1,20 \text{ kN/m} \text{ (Combinação quase permanente)}$$

$$P = g_1 + g_2 = 1,01 \text{ kN/m} \text{ (Combinação permanente)}$$

Com o valor do carregamento calcula-se a cortante e o momento máximos atuantes a partir do esquema da figura 6.2.

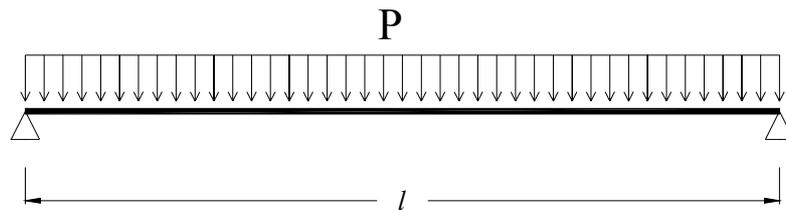


FIGURA 6.2 – Esquema estrutural de uma nervura

$$M_{\text{máx.}} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{1,64 \cdot 4^2}{8} = 3,28 \text{ kN.m}$$

$$V_{\text{máx.}} = \frac{p \cdot l}{2} = \frac{1,64 \cdot 4}{2} = 3,28 \text{ kN}$$

b) Dimensionamento à flexão em relação ao colapso

supondo a Linha Neutra (LN) na mesa

$$KMD = \frac{M_d}{b_f \cdot (d^2 \cdot f_{cd})} = \frac{1,4 \cdot 3,28}{0,42 \cdot 0,09^2 \cdot \frac{20000}{1,4}} = 0,0945 \approx 0,0950$$

Com a tabela fornecida por CARVALHO (2001, pág 113) e apresentada neste trabalho no anexo I, temos

$$KX = 0,1485$$

$$x = 0,1485 \cdot 0,09 = 0,013 \text{ m} < h_f = 4,0 \text{ cm} \quad \therefore \text{LN na mesa}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} > \varepsilon_{yd} \text{ assim } f_s = f_{yd}$$

$$e \ A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,43,28}{0,9406 \cdot 0,09 \cdot \frac{60}{1,15}} = 1,04 \text{ cm}^2.$$

c) Verificação em relação à deformação excessiva

Estádio I, determinação da Inércia da peça, primeiramente calcula-se o Módulo de Elasticidade (E_c) do concreto.

$$E_c = 4760 \cdot \sqrt{20} = 21287 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{21287} = 9,865$$

Área da seção

$$A = 252,00 \text{ cm}^2 \text{ já calculada}$$

Área da seção homogeneizada

$$A_h = (b_f - b_w) \cdot h_f + b_w \cdot h + A_s \cdot (\alpha - 1) = (42 - 12) \cdot 4 + 12 \cdot 11 + 1,04 \cdot (9,865 - 1) = 261,23 \text{ cm}^2$$

Centro de gravidade

$$y = \frac{(b_f - b_w) \left(\frac{h_f^2}{2} \right) + b_w \cdot \frac{h^2}{2}}{A} = \frac{(42 - 12) \left(\frac{4^2}{2} \right) + 12 \cdot \frac{11^2}{2}}{252,00} = 3,83 \text{ cm}$$

Centro de gravidade homogeneizado

$$y_h = \frac{(b_f - b_w) \left(\frac{h_f^2}{2} \right) + b_w \cdot \frac{h^2}{2} + A_s \cdot (\alpha - 1) \cdot d}{A_h} = \frac{(42 - 12) \left(\frac{4^2}{2} \right) + 12 \cdot \frac{11^2}{2} + 1,04 \cdot (9,865 - 1) \cdot 9}{261,23}$$

$$= 4,02 \text{ cm}$$

Inércia no Estádio I

$$I = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(y - \frac{h_f}{2} \right)^2 + b_w \cdot h \cdot \left(y - \frac{h}{2} \right)^2$$

$$I = \frac{(42 - 12) \cdot 4^3}{12} + \frac{12 \cdot 11^3}{12} + (42 - 12) \cdot 4 \cdot \left(3,83 - \frac{4}{2} \right)^2 + 12 \cdot 11 \cdot \left(3,83 - \frac{11}{2} \right)^2 = 2261,00 \text{ cm}^4$$

Inércia no Estádio I homogeneizada

$$I_h = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(y - \frac{h_f}{2} \right)^2 + b_w \cdot h \cdot \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 + A_s \cdot (\alpha - 1) \cdot (y_h - d)^2$$

$$I_h = \frac{(42 - 12) \cdot 4^3}{12} + \frac{12 \cdot 11^3}{12} + (42 - 12) \cdot 4 \cdot \left(4,02 - \frac{4}{2} \right)^2 + 12 \cdot 11 \cdot \left(4,02 - \frac{11}{2} \right)^2$$

$$+ 1,04 \cdot (9,865 - 1) \cdot (4,02 - 9)^2 = 2498,77 \text{ cm}^4$$

Características no Estádio II puro

Posição da LN (supondo LN na mesa)

$$b_w = b_f = 42 \text{ cm}$$

$$a_1 = b_w / 2 = 21 \text{ cm}$$

$$a_2 = h_f \cdot (b_f - b) + (\alpha_c - 1) \cdot A'_s + \alpha_c \cdot A_s = 9,865 \cdot 1,04 = 10,27 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = -d' \cdot (\alpha_e - 1) \cdot A'_s - d \cdot \alpha_e \cdot A_s - \frac{h_f^2}{2} \cdot (b_f - b) = -9 \cdot 9,865 \cdot 1,04 = -92,4 \text{ cm}^3$$

$$x = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} = \frac{-10,27 \pm \sqrt{10,27^2 + 4 \cdot 21 \cdot 92,4}}{2 \cdot 21} = 1,87 \text{ cm} < h_f \therefore \text{LN na mesa}$$

$$I_{II,o} = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x - d)^2 = \frac{12 \cdot 1,87^3}{3} + 9,865 \cdot 1,04 \cdot (1,87 - 9)^2 = 613,89 \text{ cm}^4$$

A expressão do momento de fissuração é:

$$M_R = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,2 \cdot 0,21 \cdot \sqrt[3]{20^2} \cdot 2,2261 \cdot 10^{-5}}{(0,11 - 0,0383)} = 5,86 \cdot 10^{-1} = 0,586 \text{ kN.m}$$

Inércia Média de Branson

$$I_m = \left(\frac{M_R}{M_{at}} \right)^3 \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_{at}} \right)^3 \right] \cdot I_{II}$$

Cálculo das flechas imediatas

$$a = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 1,64 \cdot 4^2}{384 \cdot 21287000 \cdot I_m}$$

TABELA 6.1 Flecha para diferentes combinações

	P (kN/m)	M (kN.m)	$(M_R/M)^3$	$1 - (M_R/M)^3$	I_m (cm ⁴)	a (cm)
Combinação rara	1,64	3,28	0,0057	0,9943	623,31	4,11
Combinação quase permanente	1,20	2,39	0,0147	0,9853	638,02	3,00
Combinação permanente	1,01	2,02	0,0245	0,9755	654,30	2,53

A esse valor deve ser acrescentado o deslocamento referente à fluência do concreto que segundo a NBR 6118 (2003) deve ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha quase permanente pelo fator α_f dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50.\rho'}$$

Onde:

$$\rho' = \frac{A_s'}{b.d} = 0 \text{ pois } A_s' = 0$$

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser calculado pelas seguintes expressões:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\xi(t) = 0,68.(0,996^t).t^{0,32} \text{ para } t < 70$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t < 70 \text{ meses}$$

considerando a retirada do escoramentos no 14º dia temos $t = 14/30 = 0,47$ e com isso

$$\xi(t_0) = 0,53 \text{ e } \xi(t_\infty) = 2 \text{ e portanto}$$

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,53}{1} = 1,47$$

Flecha final (a_{final}) (pela tabela 3.4 da NBR6118(2003))

$$a_{\text{final}} = a_{\text{rara}} + \alpha_f.a_{\text{quase perm.}} = 4,11 + 1,47.3,00 = 8,52 \text{ cm}$$

Utilizando contra flecha de acordo com a NBR 6118 (2003), cujo valor máximo é

$$\frac{l}{350} = 1,14 \text{ cm temos:}$$

$$a = a_f - a_{cf} = 8,53 - 1,14 = 7,38 \text{ cm}$$

A verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva segundo a NBR 6118 (2003) deve ser feita para dois casos de aceitabilidade sensorial, a visual e a de vibrações. Para a verificação da aceitabilidade sensorial visual tem-se o limite de deslocamento de $\frac{l}{250}$ que resulta em $1,6 \text{ cm} < 7,38 \text{ cm}$ e portanto a laje de $11,0 \text{ cm}$ não atende a esta condição.

Para a aceitabilidade sensorial de vibrações sentidas no piso usa-se o carregamento devido às cargas acidentais cuja flecha é a diferença entre a flecha devida à combinação rara e a flecha devida à combinação permanente o que neste resulta em $1,58\text{cm}$ valor maior que o limite estabelecido pela norma que é de $\frac{l}{350} = 1,14\text{cm}$, ou seja esta condição também não é atendida.

Deve-se aumentar a área de armadura ou mais convenientemente aumentar a altura total da laje.

6.2.2 Resolução item II

A variação da flecha em consequência da variação da altura total da laje é apresentada na tabela 6.2. Os dados constantes da tabela 6.2 foram obtidos através do procedimento teórico do item anterior transformada em planilha de cálculo do tipo EXCEL.

TABELA 6.2 Flechas para diferentes alturas de laje

altura laje h (cm)	combinação rara a (cm)	comb. quase permanente a (cm)	comb. permanente a (cm)
11	4,11	3,00	2,53
14	2,23	1,67	1,42
16	1,55	1,17	1,01
18	1,08	0,82	0,71
20	0,73	0,56	0,49
26	0,20	0,16	0,14

A verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva é apresentada na tabela 6.3

TABELA 6.3 Verificação de Flechas para diferentes alturas de laje

altura	$a_{\text{final}} - a_{\text{contra flecha}}$	a limite visual	verifica	a acidental	a limite vibração	verifica
11	7,38	1,6	não	1,58	1,14	não
14	3,54	1,6	não	0,81	1,14	sim
16	2,13	1,6	não	0,54	1,14	sim
18	1,15	1,6	sim	0,37	1,14	sim
20	0,41	1,6	sim	0,24	1,14	sim
26	-0,70	1,6	sim	0,06	1,14	sim

6.3 Exemplo 2: Comparar os resultados das flechas imediatas encontrados no exemplo 1, para a laje com altura de 11 cm, com os resultados obtidos nos experimentos realizados por ROGGE (2000), cujo resumo já foram apresentados no capítulo 5, usando as expressões da Norma 6118(2003) e NBR6118(1980). Dados:

a) Do experimento

O experimento desenvolvido por ROGGE (2000) consistiu em acompanhar os valores da flecha ao longo do tempo de diversos protótipos com seção transversal bem próxima a empregada no exemplo 1 (altura de 10cm para os protótipos e 11 no caso do exemplo) e também com o mesmo vão (de 4m). As condições de apoio do ensaio são as mesmas, pois se usaram barras cilíndricas junto do apoio dos protótipos nas paredes. As figuras 6.3 e 6.4 indicam as características dos protótipos. Na tabela 6.4 apresentam-se as características geométricas dos protótipos.

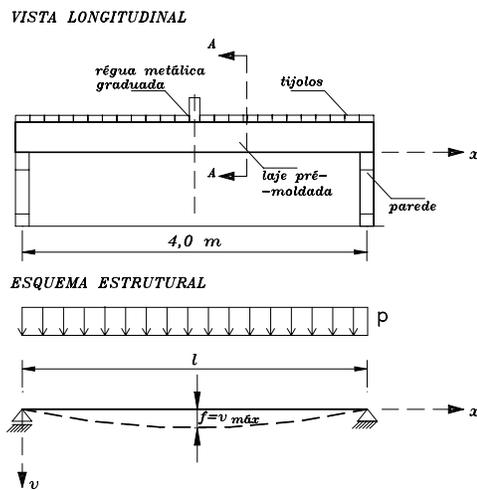


FIGURA 6.3 Esquema dos protótipos

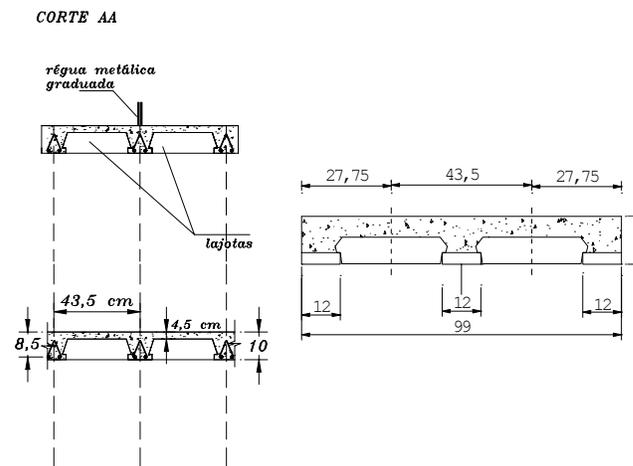


FIGURA 6.4 Seção transversal medidas em cm

TABELA 6.4- Dados e características geométricas. Protótipos com vão 4 m

	Seção transversal total	Nervura central
Largura	b = 99 cm	b = 43,5 cm
Altura total	h = 10 cm	h = 10 cm
Altura útil	d = 8,5 cm	d = 8,5 cm
Área de aço (lajes A a D)	$A_s = 3,12 \text{ cm}^2$	$A_s = 1,04 \text{ cm}^2$
Área de aço (laje E)	$A_s = 4,80 \text{ cm}^2$	$A_s = 1,60 \text{ cm}^2$
	Seção transversal total	Nervura central
Área de concreto.	$A = 568 \text{ cm}^2$	$A = 224 \text{ cm}^2$
cg do concreto a partir da face inferior.	$y_{cg} = 6,28 \text{ cm}$	$y_{cg} = 6,63 \text{ cm}$
Inércia da seção de concreto.	$I_1 = 4599 \text{ cm}^4$	$I_1 = 1674 \text{ cm}^4$
Ação	Cálculo da armadura estado limite último	Ação no ensaio
Peso próprio	$g_1 = 1,70 \text{ kN/m}^2$	$g_1 = 1,70 \text{ kN/m}^2$
Sobrecarga permanente	$g_2 = 0,50 \text{ kN/m}^2$	$g_2 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
acidental	$q = 1,5 \text{ kN/m}^2$	-

TABELA 6.5 - Flecha imediata e após 200 dias dos protótipos

Protótipo	A	B	C	D	E	Piloto
Flecha (mm)	5,13	5,42	4,55	8,20	4,90	5,06
Idade do concreto (dias)	8	8	28	28	28	7
Ordem de concretagem	2	3	1	4	5	0
Flecha após 200 dias	29,410	32,58	28,03	29,94	24,01	---

O protótipo a ser comparado será o piloto que teve como resistência à compressão do concreto o valor de $f_{cj} = 20,2 \text{ MPa}$. Os dados foram retirados do artigo de Rogge (2002).

b) Da laje do exemplo 1

Os valores das características da seção transversal da laje com 11 cm de altura foram determinados no exemplo 1. Porém todos aqueles que envolvem as características elásticas serão revistos, pois o valor do módulo de deformabilidade do concreto se modifica.

TABELA 6.6 Características geométricas da seção do exemplo 1 h=11cm

Largura colaborante	$b_f = 42,0\text{cm}$
Área da seção transversal de concreto	$A = 238,00\text{ cm}^2$
Peso próprio	$g_1 = 0,60\text{ kN/m}$
Área da armadura longitudinal	$A_s = 1,02\text{ cm}^2$

Resolução

Basicamente o que se irá fazer é calcular o valor da flecha imediata (devida a peso próprio) da laje simplesmente apoiada de vão de 4 m com as características da seção transversal indicadas no exemplo 1 (ver figura 6.4), resumidas na tabela 6.6, usando as expressões da norma NBR6118(2003) e a versão anterior de 1980 com algumas adaptações comparando com o resultado experimental da laje do protótipo (com 10 cm de altura) que apresentou uma flecha de 5,06 mm.

Desta forma inicialmente serão apresentadas as expressões que serão empregadas em cada cálculo na tabela 6.7.

TABELA 6.7 Expressões para valores característicos segundo as normas de 1980 (adaptada) e 2003

Característica	NBR6118(1980) (adaptada)	NBR6118(2003)
Módulo de Elasticidade (E_c) do concreto.	$E_c = 5400 \cdot \sqrt{f_{cj}}$	$E_c = 4760 \cdot \sqrt{f_{cj}}$
Resistência à tração do concreto	$f_{ct} = 0,06 \cdot f_{ck} + 0,7$	$f_{ct} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$
Momento de Fissuração	$M_R = \frac{1,5 \cdot f_{ct} \cdot I_{l,h}}{y_t}$	$M_R = \frac{1,2 \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t}$

Para o Estádio I, considerando-se apenas a seção geométrica (sem considerar a armadura) chega-se aos valores:

$$\text{Área da seção: } A = 238,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Posição do centro de gravidade: } y = 3,62 \text{ cm}$$

$$\text{Inércia: } I = 2004,54 \text{ cm}^4$$

Para considerar a presença da armadura, ou seja, homogeneizando a seção é preciso levar em conta a relação dos módulos de elasticidade do concreto e do aço ($\alpha = \frac{E_s}{E_c}$)

e assim determinar a da inércia da seção homogeneizada:

Módulo de Elasticidade (E_c) do concreto.

- NBR6118(1980) --- $E_c = 5940 \cdot \sqrt{20,2} = 26697 \text{ MPa}$
- NBR6118(2003) --- $E_c = 4760 \cdot \sqrt{20,2} = 21393 \text{ MPa}$

Valor de α_e

- NBR6118(1980) --- $\alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{26697} = 7,866$
- NBR6118(2003) --- $\alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{21393} = 9,816$

Área da seção homogeneizada

- NBR6118(1980) -- $A_h = A + A_s \cdot (\alpha - 1) = 238 + 6,866 \cdot 1,02 = 246,0 \text{ cm}^2$
- NBR6118(2003) -- $A_h = A + A_s \cdot (\alpha - 1) = 238 + 8,816 \cdot 1,02 = 247,0 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade da seção homogeneizada (borda superior)

- NBR6118(1980) --- $y_h = (A \cdot y + A_s \cdot (\alpha - 1) \cdot d) / A_h = (238 \cdot 3,62 + 6,866 \cdot 1,02 \cdot 9) / 246,0 = 3,76 \text{ cm}$
- NBR6118(2003) --- $y_h = (A \cdot y + A_s \cdot (\alpha - 1) \cdot d) / A_h = (238 \cdot 3,62 + 8,816 \cdot 1,02 \cdot 9) / 247,0 = 3,82 \text{ cm}$

Momento de inércia da seção homogeneizada no Estádio I

- NBR6118(1980) --- $I_{I,h} = 2201,7 \text{ cm}^4$
- NBR6118(2003) --- $I_{I,h} = 2255,6 \text{ cm}^4$

Resistência à tração do concreto

- NBR6118(1980) --- $f_{ct} = 0,06 \cdot f_{ck} + 0,7 = 0,06 \cdot 20,2 + 0,7 = 1,912 \text{ MPa}$
- NBR6118(2003) --- $f_{ct} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{20,2^2} = 1,558 \text{ MPa}$

Momento de fissuração

- NBR6118(1980) - $M_R = \frac{1,5 \cdot f_{ct} \cdot I_{I,h}}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 1,912 \cdot 2,20 \times 10^{-5}}{(0,11 - 0,0376)} = 0,87 \text{ kN.m}$
- NBR6118(2003) - $M_R = \frac{1,2 \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,2 \cdot 1,558 \cdot 2,0 \times 10^{-5}}{(0,11 - 0,0362)} = 0,50 \text{ kN.m}$

Características no Estádio II puro

Posição da linha neutra (borda superior)

- NBR6118(1980) --- $x = 1,67 \text{ cm}$

- NBR6118(2003) --- $x = 1,85 \text{ cm}$
- Momento de inércia (1980) --- $I_{II,0} = 496,0 \text{ cm}^4$
- NBR6118(2003) --- $I_{II,0} = 600,5 \text{ cm}^4$

Cálculo da flecha imediata de peso próprio

O cálculo da flecha imediata é feito através da expressão

$$a = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E_c \cdot I_m} \quad \text{sendo } p \text{ o valor da carga permanente de peso próprio igual}$$

0,60 kN.m e a *Inércia Média de Branson* dada por:

$$I_m = \left(\frac{M_R}{M_{at}} \right)^3 \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_{at}} \right)^3 \right] \cdot I_{II}$$

Com estes valores pode-se montar a tabela 6.8 que apresenta o cálculo final da flecha imediata de peso próprio (teórica) da laje cuja seção é dada no exemplo 1.

TABELA 6.8 Flecha imediata de pesos próprio da laje com $h=11 \text{ cm}$ nas versões da NBR6118(1980) e NBR6118(2003)

Norma (Versão)	$M = \frac{p \cdot \ell^2}{8}$ kN/m	M_R kN/m	$(M_R/M)^3$	$1 - (M_R/M)^3$	I_I cm^4	$I_{II,0}$ cm^4	I_m cm^4	E_c GPa	a mm
NBR6118 (1980)	1,2	0,871	0,382	0,618	2201	496,0	1147	26,70	6,53
NBR6118 (2003)	1,2	0,504	0,074	0,926	2004	600,5	704	21,39	13,2

Percebe-se que na versão de 2003 o valor da flecha acaba sendo bem grande principalmente devido ao momento de fissuração que na versão de 1980 adaptada, por questão de maximização dos valores, é maior conduzindo a uma flecha de 6,5 mm. A ordem de grandeza das flechas imediatas verificadas por Rogge nos experimentos é de 5 mm, valor bem próximo ao encontrado com as expressões da NBR6118(1980)

6.4 Exemplo 3: Calcular a laje do problema I1 considerando atuando no sentido transversal, a 20 cm do apoio a esquerda uma parede de 25 cm de espessura com 3 m de altura com peso específico de 3 kN/m^3 .

$$\text{Peso da parede} = 0,25 \text{ m} \cdot 0,42 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 5,67 \text{ kN}$$

Que combinado com a carga distribuída de $1,60 \text{ kN/m}$ resulta em:

$$M_{\text{máx.}} = 3,78 \text{ kN.m}$$

$$V_{\text{máx.}} = 8,59 \text{ kN}$$

$$KMD = \frac{1,96.M}{b.d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,96 \cdot 0,378}{0,42 \cdot 0,09^2 \cdot 2000} = 0,0971 \text{ portanto } KZ = 0,9372$$

$$A_s = \frac{1,4 \cdot 0,337 \cdot 1,15}{0,09 \cdot 0,9372 \cdot 6,0} = 1,21 \text{ cm}^2$$

Para o dimensionamento de lajes sem armadura para força cortante temos

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \rightarrow 1,4 \cdot 8,59 \leq V_{Rd1}$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot \frac{0,21 \cdot \sqrt[3]{20^2}}{1,4} = 0,276 \text{ Mpa} = 276 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{1,21}{12,9} = 0,0122 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,09 = 1,51$$

$$V_{Rd1} = 276 \cdot 1,51 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0099) \cdot 0,12 \cdot 0,09 = 7,18 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 12,0 > V_{Rd1} = 7,18 \text{ kN} \text{ é preciso usar estribo ou aumentar altura}$$

Verificação de compressão no concreto que deve ser considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_C + V_{sw}$$

Onde :

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

$V_{Rd3} = V_C + V_{sw}$, é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde V_C é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça e V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{20}{250} = 0,92$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,92 \cdot \frac{20000}{1,4} \cdot 0,12 \cdot 0,09 = 38,32 \text{ kN}$$

$V_{Sd} = 12,0 < V_{Rd2} = 38,32 \text{ kN}$ não há esmagamento da biela de concreto.

Cálculo da armadura transversal

$$V_{Rd3} = V_C + V_{sw} \quad V_C = \text{resistência do concreto}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

Verificando se a armadura das diagonais (figura 6.5) é suficiente

$$S=20$$

$$A_{1 \text{ barra}} = \frac{0,42^2 \cdot \pi}{4} = 0,138 \text{ cm}^2$$

$$A_{2 \text{ barra}} = 2 \cdot 0,138 = 0,277 \text{ cm}^2$$

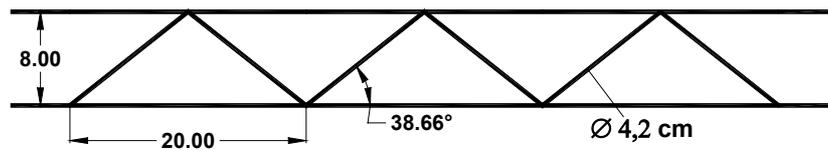


FIGURA 6.5 armadura da treliça

$$V_C = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1100 \cdot 0,12 \cdot 0,09 = 7,13 \text{ kN}$$

$$f_{ctdonf} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot \sqrt[3]{20^2}}{1,4} = 1,1 \text{ MPa}$$

$$f_{ydw} < 250 \text{ MPa} = 250000 \text{ para lajes com espessura até 15 cm}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{0,138}{0,2} \cdot 10^{-4} \right) \cdot 0,9 \cdot 0,09 \cdot 250000 \cdot (\sin 38,6 + \cos 38,6) = 1,96$$

$$V_{Rd3} = 7,13 + 1,96 = 9,09 < V_{Sd} = 12,0 \text{ kN} \text{ , não verifica, aumentar a altura da laje.}$$

Refazendo os cálculos para uma laje de altura total de 14 cm, mantendo-se as demais características geométricas.

$$\text{Peso da parede} = 5,67 \text{ kN}$$

Que combinado com a carga distribuída de 1,73 kN/m resulta em:

$$M_{\text{máx.}} = 4,03 \text{ kN.m}$$

$$V_{\text{máx.}} = 8,87 \text{ kN}$$

$$KMD = \frac{1,96.M}{b.d^2 \cdot f_{cd}} = 0,0653 \text{ portanto } KZ = 0,9602$$

$$A_s = 0,939 \text{ cm}^2$$

Para o dimensionamento de lajes sem armadura para força cortante temos

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \rightarrow 1,4 \cdot 8,87 \leq V_{Rd1}$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot \frac{0,21 \cdot \sqrt[3]{20^2}}{1,4} = 0,276 \text{ Mpa} = 276 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{0,939}{12 \cdot 12} = 0,0065 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,12 = 1,48$$

$$V_{Rd1} = 276 \cdot 1,48 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0065) \cdot 0,12 \cdot 0,12 = 8,59 \text{ kN}$$

$V_{Sd} = 12,42 > V_{Rd1} = 8,59 \text{ kN}$, é preciso usar estribo ou aumentar altura.

Verificação de compressão no concreto que deve ser considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_C + V_{SW}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{20}{250} = 0,92$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,92 \cdot \frac{20000}{1,4} \cdot 0,12 \cdot 0,12 = 51,10 \text{ kN}$$

$V_{Sd} = 12,42 < V_{Rd2} = 51,10 \text{ kN}$ não há esmagamento da biela de concreto.

Cálculo da armadura transversal

$$V_{Rd3} = V_C + V_{sw} \quad V_C = \text{resistência do concreto}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

Verificando se a armadura das diagonais (figura 6.3) é suficiente

$$S=20$$

$$A_{1 \text{ barra}} = \frac{0,42^2 \cdot \pi}{4} = 0,138 \text{ cm}^2$$

$$A_{2 \text{ barra}} = 2 \cdot 0,138 = 0,277 \text{ cm}^2$$

$$V_C = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1100 \cdot 0,12 \cdot 0,12 = 9,50 \text{ kN}$$

$$f_{ydw} < 250 \text{ MPa} = 250000 \text{ para lajes com espessura até 15 cm}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{0,138}{0,2} \cdot 10^{-4} \right) \cdot 0,9 \cdot 0,12 \cdot 250000 \cdot (\sin 38,6 + \cos 38,6) = 2,62$$

$$V_{Rd3} = 9,50 + 2,62 = 12,12 < V_{Sd} = 12,42 \text{ kN} \text{ pode ser aceito.}$$

Lembrar que o funcionamento das barras diagonais da armadura treliçada só estará garantida se o banzo superior estiver na região comprimida de concreto. A norma EF96 considera que o banzo superior deve estar situado na região de 4 cm da borda comprimida, assim seria necessário usar uma treliça de altura maior que 9 cm.

6.5 Exemplo 4: Cálculo da armadura de uma nervura de laje pré-fabricada com dois vãos de 4,00 m, cuja seção transversal é dada na figura 6.6 com os seguintes dados:

$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ (20000 kN/m^2); aço CA-50; distância do cg da armadura à borda mais tracionada 2,0 cm; peso próprio = $1,62 \text{ kN/m}^2$; peso de piso mais revestimento igual a $0,90 \text{ kN/m}^2$; carga acidental $q = 3,00 \text{ kN/m}^2$.

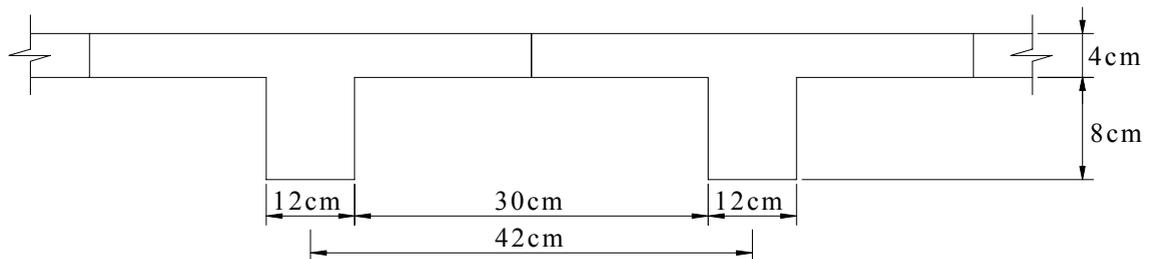


FIGURA 6.6 Seção transversal adotada para cálculo da laje do exemplo 3

a) **Carga total atuante na laje:**

$$p = 1,62 + 0,90 + 3,00 = 5,52 \text{ kN} / \text{m}^2$$

b) **Carga atuante em cada nervura, para o entreixo de 42 cm:**

$$p_{nerv} = 5,52 \cdot 0,42 = 2,31 \text{ kN} / \text{m} / \text{nervura}$$

c) **Esquema estrutural e momentos fletores (figura 6.7)**

Considerando a teoria da elasticidade ou linear, em que o material concreto armado não sofre fissuras o diagrama de momento fletor da laje pode ser calculado como o de uma viga, neste caso contínua, os momentos fletores máximo positivo e negativo valem:

$$\text{momento positivo} \Rightarrow M_{\text{máx}}^+ = \frac{9 \cdot p \cdot l^2}{128} = \frac{9 \cdot 2,31 \cdot 4^2}{128} = 2,60 \text{ kNm}$$

$$\text{momento negativo} \Rightarrow X = \frac{p \cdot \ell^2}{8} = \frac{2,31 \cdot 4,0^2}{8} = 4,62 \text{ kNm}$$

A reação de apoio R valerá

$$R = \frac{pl}{2} - \frac{X}{l} = \frac{3pl}{8} = \frac{3 \cdot 2,31 \cdot 4}{8} = 3,465 \text{ kN}$$

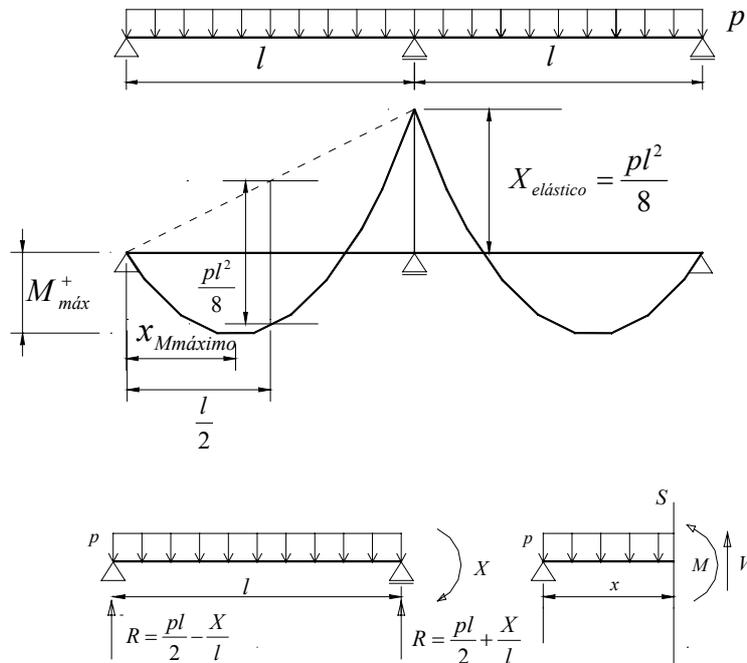


FIGURA 6.7 Esquema estrutural da nervura da laje e principais características das ações considerando-a elástica e de inércia constante.

A cortante e o momento fletor em uma seção S genérica do tramo distante x do apoio à esquerda valerão respectivamente:

$$V = R - px$$

$$M = Rx - \frac{px^2}{2}$$

estas expressões serão usadas posteriormente.

d) Largura colaborante (b_f) para seção "T" ($b_w = 12 \text{ cm}$):

Da mesma forma como foi tratado no capítulo 4 é preciso antes de se dimensionar a armadura na nervura verificar qual a parcela da “capa” da laje participa no trabalho de flexão da nervura determinando o valor de b_f .

$$b_f \leq \begin{cases} b_w + 0,10 \cdot a = 12 + 0,10 \cdot 300 = 42,0 \text{ cm} \\ b_w + 2 \cdot b_1 = 12 + 2 \cdot 15 = 42,0 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow b_f = 42,0 \text{ cm}$$

onde:

$a = 0,75 \cdot \ell = 0,75 \cdot 400 = 300 \text{ cm}$ para tramos com momento em uma só extremidade;

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5 \cdot b_2 = 0,5 \cdot 30 = 15 \text{ cm} \\ 0,10 \cdot a = 0,10 \cdot 300 = 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow b_1 = 15,0 \text{ cm};$$

$b_2 = 30,0 \text{ cm}$ é a distância entre as faces internas de duas nervuras adjacentes.

e) Verificação se a seção é retangular ou "T"

Para o momento positivo (para negativo, a seção é retangular), determina-se a posição da linha neutra, supondo, em princípio, que ela passe pela mesa:

$$d = 12 - 2 = 10 \text{ cm}; b = b_f = 42,0 \text{ cm}; M_{pos.} = 2,60 \text{ kNm}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 2,6}{0,42 \cdot 0,10^2 \cdot 20000/1,4} = 0,060$$

$$\Rightarrow KX = 0,091 \text{ (anexo I)}$$

$$x = KX \cdot d = 0,09 \cdot 10 = 0,9 < h_f = 4,00 \text{ cm}$$

L.N. passa na mesa \Rightarrow seção retangular

f) Cálculo da armadura positiva ($M_{pos} = 2,60 \text{ kN m}$):

$$KMD = 0,060 \Rightarrow KZ = 0,963$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 1,15 \cdot 2,6}{0,963 \cdot 0,10 \cdot 50} = 0,86 \text{ cm}^2$$

g) Cálculo da armadura negativa ($b = b_w = 12 \text{ cm}$, $M_{neg} = 4,62 \text{ kN m}$)

$$KMD = \frac{1,4 \cdot 1,4 \cdot 4,62}{0,12 \cdot 0,10^2 \cdot 20000} = 0,377 \Rightarrow \text{anexo I} \Rightarrow \varepsilon_s = 0,087\% < 0,407\%$$

⇒ domínio 4 ⇒ não pode!

Solução: adotar região maciça, cuja largura deve se prolongar até à seção em que o momento resistente da nervura seja igual ao atuante, de cada lado do apoio; assim, o momento no apoio para cálculo da armadura poderá ser o obtido do cálculo elástico.

h) Cálculo do momento resistente da seção (adotando CA-50 que é mais desfavorável):

Em torno do apoio (momento negativo), a região comprimida da seção transversal é a inferior, comportando-se como retangular, com $b_w = 12$ cm (Figura 6.8):

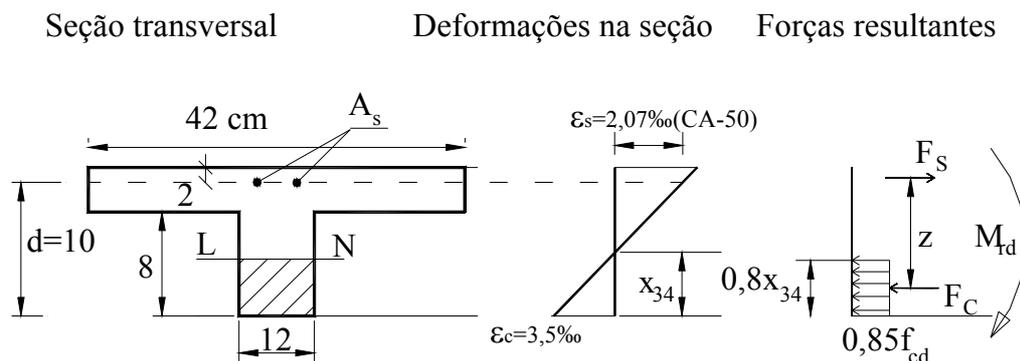


FIGURA 6.8-Situação para o cálculo do máximo momento negativo resistido pela nervura sem considerar região maciça.

O cálculo do momento máximo resistido M_{rd} é feito considerando-se a linha neutra correspondente ao domínio 3-4, determinando a força no concreto e finalmente o momento M_{rd} conforme as expressões a seguir:

$$\frac{3,5}{x_{34}} = \frac{4,07}{d - x_{34}} \quad \Rightarrow \quad x_{34} = \frac{3,5}{3,5 + 2,07} \cdot d \quad \Rightarrow$$

$$x_{34} = \frac{3,5}{3,5 + 2,07} \cdot 10 = 6,28 \text{ cm}$$

$$y_{34} = 0,8 \cdot x_{34} = 0,8 \cdot 6,28 = 5,02 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = b_w \cdot y_{34} \cdot z_{34} \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 0,12 \cdot 0,0502 \cdot \left(0,10 - \frac{0,0665}{2}\right) \cdot 0,85 \cdot \frac{20.000}{1,4} = 5,485 \text{ kNm}$$

i) Cálculo da largura da região maciça:

Uma vez determinado o momento máximo resistido pela seção da nervura basta encontrar no diagrama de momento fletor da laje (considerando o elástico dado na figura 6.5 e item c) a seção em que o momento fletor é numericamente igual a este valor.

O valor do momento máximo resistido em serviço é igual a :

$$M_R = M_{Rd} / 1,4 = 5,485 / 1,4 = 3,917 \text{ kN m}$$

igualando à equação do momento dada por :

$$M = Rx - \frac{px^2}{2} \text{ cuja raiz positiva é } x = 3,86 \text{ m}$$

Assim, a região maciça, de cada lado do apoio será:

$$\ell - x = 4,0 - 3,73 = 0,27 \text{ m} \Rightarrow \text{ adotado } 35 \text{ cm de cada lado. que seria}$$

igual ao comprimento de um elemento de enchimento.

Resulta, então, na laje detalhada na figura 6.9, admitindo que a viga de apoio tenha 20 cm de largura

Vista Superior (admitindo viga de apoio com largura de 20cm)

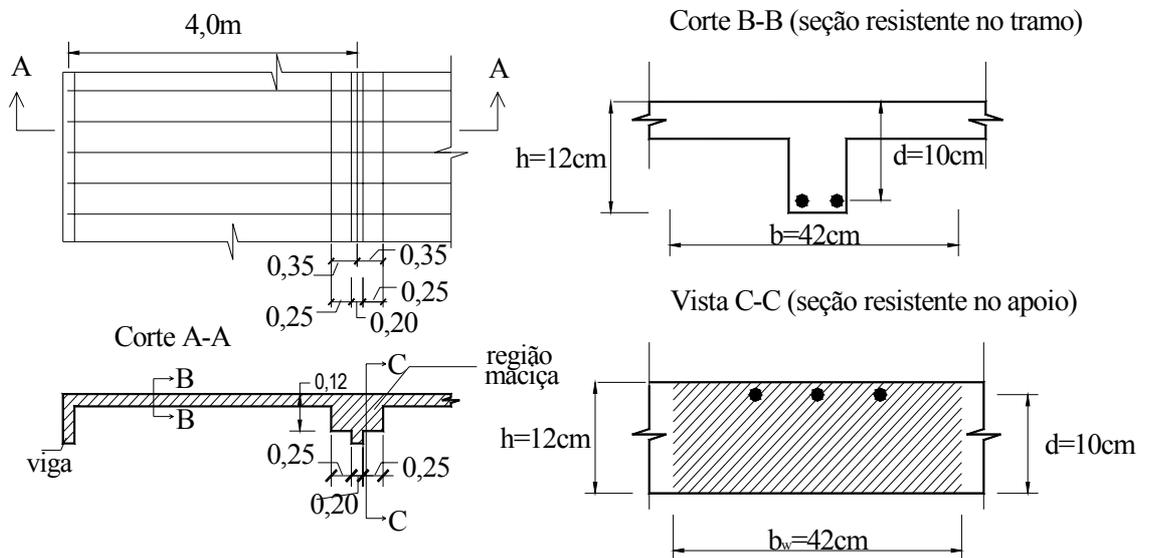


FIGURA 6.9-Esquema estrutural da laje com seção maciça próxima ao apoio central.

j) Cálculo da armadura negativa, agora com $b = 42\text{ cm}$ (região maciça):

Para este cálculo despreza-se a variação da inércia e carregamento causada pela criação da região maciça

$$M_{neg} = \frac{p \cdot \ell^2}{8} = \frac{2,31 \cdot 4,0^2}{8} = 4,62 \text{ kNm}$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 1,4 \cdot 4,62}{0,42 \cdot 0,10^2 \cdot 20.000} = 0,107$$

$$\Rightarrow \text{tabela anexo I} \Rightarrow KZ = 0,933$$

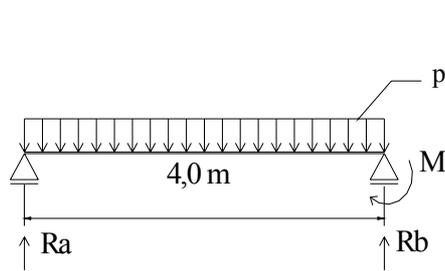
$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 1,15 \cdot 4,62}{0,933 \cdot 0,10 \cdot 50} = 1,60 \text{ cm}^2$$

Faz-se a seguir, para efeito de comparação, o cálculo das armaduras se não houvesse região maciça e momento de cálculo no apoio igual ao momento

resistente da nervura que e tomado como momento de plastificação.

k) Armadura positiva (momento positivo calculado a partir do momento negativo resistente).

Neste caso considera-se que o momento máximo negativo ($M = 5,485/1,4 = 3,917$ kNm)) que poderá ocorrer na laje será o calculado anteriormente igual a (ver item *h* e *i*) 3,917 kN.m. A partir do esquema estrutural montado na figura 6.10.



$$\begin{aligned}
 M_b = 0 &\Rightarrow 4 \cdot Ra - 2,31 \cdot \frac{4,0^2}{2} + 3,917 = 0 \Rightarrow \\
 &\Rightarrow Ra = 3,64 \text{ kN} \\
 M_{\text{máx}} &\Rightarrow V = 0 \Rightarrow 3,64 - 2,31 \cdot x = 0 \Rightarrow \\
 &\Rightarrow x = 1,57 \text{ m} \\
 M_{\text{máx}} &= 3,64 \cdot 1,57 - \frac{2,31 \cdot 1,57^2}{2} = 2,88 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

FIGURA 6.10-Esquema estrutural da laje sem seção maciça próxima ao apoio central e com momento negativo igual ao máximo resistido pela seção.

Verifica-se então que o momento positivo será igual a $M_{\text{máx}} = 2,88$ kN.m e a armadura correspondente passa a ser:

Supondo a linha neutra passando na mesa

$$KMD = \frac{M_d}{b_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 1,4 \cdot 2,88}{0,42 \cdot 0,10^2 \cdot 20.000} = 0,067 \Rightarrow KX = 0,1076$$

$$\Rightarrow KZ = 0,957$$

$$x = KX \cdot d = 0,1076 \cdot 10 = 1,08 \text{ cm} < h_f = 4,0 \text{ cm}$$

$$\text{LN. na mesa} \Rightarrow \text{seção retangular} \Rightarrow b_w = b_f = 42,0 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 1,15 \cdot 2,88}{0,957 \cdot 0,10 \cdot 50} = 0,95 \text{ cm}^2 > 0,86 \text{ cm}^2 \text{ do cálculo}$$

elástico!

l) Armadura negativa (momento negativo no apoio igual ao resistente e $b_w = 12$ cm)

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 1,4 \cdot 3,917}{0,12 \cdot 0,10^2 \cdot 20.000} = 0,32 \Rightarrow KZ = 0,7485$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 1,15 \cdot 3,917}{0,7485 \cdot 0,10 \cdot 50} = 1,68 \text{ cm}^2$$

Por último considera-se a laje composta de dois tramos isostáticos sem continuidade.

m) Armadura positiva (momento positivo calculado a partir da laje com dois tramos isostáticos).

Neste caso considera-se que não há momento negativo e o positivo é dado pela expressão: $M_{\text{máximo}} = \frac{pl^2}{8} = 4,62$ kN.m/nervura

A armadura neste caso será calculada, supondo a linha neutra passando na mesa, por:

$$KMD = \frac{M_d}{b_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 1,4 \cdot 4,62}{0,42 \cdot 0,10^2 \cdot 20.000} = 0,107$$

$$\Rightarrow KX = 0,169 \Rightarrow KZ = 0,931$$

$$x = KX \cdot d = 0,169 \cdot 10 = 1,6 \text{ cm} < h_f = 4,0 \text{ cm}$$

$$\text{LN. na mesa} \Rightarrow \text{seção retangular} \Rightarrow b_w = b_f = 42 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 1,15 \cdot 4,62}{0,931 \cdot 0,10 \cdot 50} = 1,60 \text{ cm}^2 > 0,86 \text{ cm}^2 \quad \text{do cálculo}$$

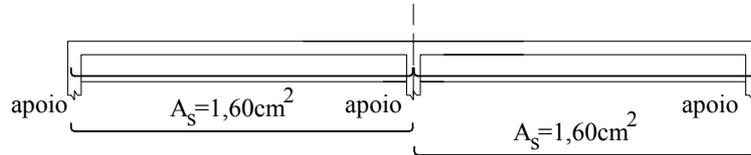
elástico!

Na tabela 6.9 faz-se um resumo dos resultados encontrados para as armaduras positiva e negativa nas diversas soluções para o pano de laje do esquema e na figura 6.11 mostra-se como ficaria o detalhe das três soluções.

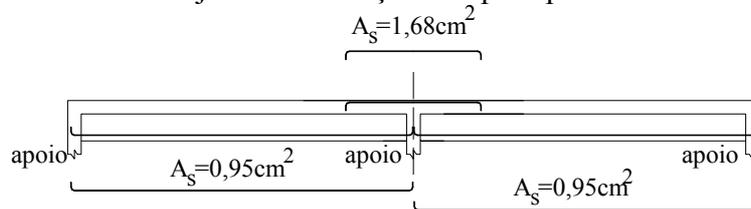
TABELA 6.9-Momentos Fletores e armaduras positiva e negativa para as diversas situações da laje.

Situação	Momento (kNm)	Largura da seção	Armadura
Laje com dois tramos isostáticos. Momento negativo =0	$M_{\text{pos}} = 4,62 \text{ kNm}$	$b = b_f = 42 \text{ cm}$	$1,60 \text{ cm}^2$
	$M_{\text{neg}} = 0$	-	-
Laje contínua. Momento negativo com região maciça	$M_{\text{pos}} = M_{\text{pos/elastic}} = 2,60 \text{ kNm}$	$b = b_f = 42 \text{ cm}$	$0,86 \text{ cm}^2$
	$M_{\text{neg}} = M_{\text{neg/elastic}} = 4,62 \text{ kNm}$	$b = 42 \text{ cm}$	$1,60 \text{ cm}^2$
Laje contínua. Momento negativo igual ao resistente sem região maciça	$M_{\text{pos}} = 2,88 \text{ kNm}$	$b = b_f = 42 \text{ cm}$	$0,95 \text{ cm}^2$
	$M_{\text{neg}} = M_{\text{res}} = 3,92 \text{ kNm}$	$b = b_w = 12 \text{ cm}$	$1,68 \text{ cm}^2$

Vista Lateral Laje com dois tramos isostáticos



Vista Lateral Laje contínua seção do apoio plastificada



Vista Lateral Laje contínua com seção próxima ao apoio maciça

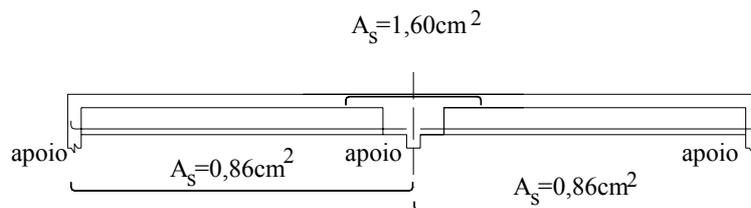


FIGURA 6.11-Esquema estrutural da laje do problema para três soluções: dois tramos isostático, contínua com seção do apoio plastificada e com seção do apoio maciça.

6.6 Exemplo 5: Verificar o estado de deformação excessiva da laje do exemplo 4 nas três situações consideradas. Além dos dados já empregados considerar que o escoramento da laje será retirado aos 14 dias.

Para verificar o estado limite de deformação excessiva irá se considerar, as condições de aceitabilidade sensorial e levando-se em conta a fissuração e fluência do concreto. Inicialmente calcula-se a características geométricas da seção transversal

a) Cálculo das características geométricas

Calcula-se as características geométricas da seção mais solicitada do tramo, como é recomendado pela norma para o uso da expressão de Branson (1968).

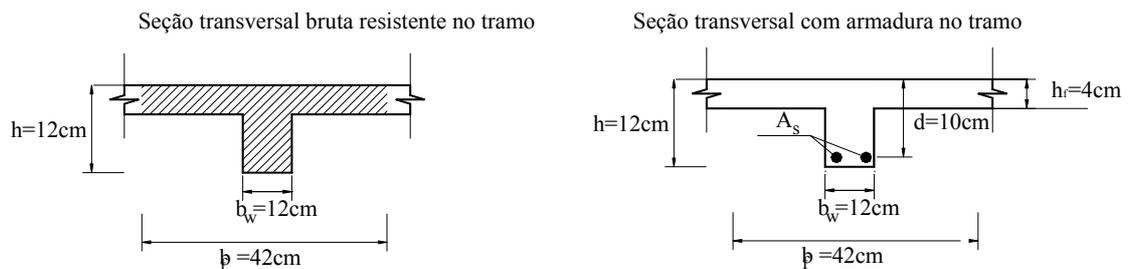


FIGURA 6.12-Esquema das seções transversais no tramo para o cálculo das características geométricas. Seção bruta e com armadura.

- Estádio I

Para calcular as características geométricas no estágio I, segundo a NBR6118(2003) basta fazê-lo para a seção bruta usando as fórmulas. Calcula-se primeiramente o centro de gravidade e em seguida o momento de inércia da seção bruta:

$$y = \frac{(b_f - b_w) \cdot \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w \cdot \frac{h^2}{2}}{A_b}$$

$$y = 4,18 \text{ cm}$$

$$I_I = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(y_h - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w \cdot h \cdot \left(y_h - \frac{h}{2}\right)^2$$

$$I_I = 2,935 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

- **Estádio II puro**

Para calcular as características da seção no estágio II puro é preciso conhecer, inicialmente, o valor do módulo de deformação longitudinal do concreto, para encontrar o valor de α_e (relação entre os módulos de deformação do aço e do concreto).

$$E_c = 4760 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 4760 \cdot \sqrt{20} = 21287 \text{ MPa} = 2,1 \cdot 10^7 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{21 \cdot 10^5}{2,1 \cdot 10^4} = 9,865$$

O valor da resistência à tração é dada por:

$$f_{ct,imf} = 0,21 f_{ck}^{2/3} = 0,21 \times 20^{2/3} = 1,55 \text{ MPa}$$

O momento de fissuração, para este caso (seção “T”), é dado por:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,imf} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,2 \cdot 1,550 \cdot 2,935 \cdot 10^{-5}}{(0,12 - 0,0418)} = 0,698 \text{ kN} / \text{m}$$

Para o estágio II puro o valor da posição da linha neutra e o momento de inércia são dados pelas expressões a seguir. Lembrar que neste caso, $A'_s = 0$ e que se considerará que a linha neutra passa na mesa ($x_{II} < h_f$) e há três situações a se considerar: dois tramos simplesmente apoiados, tramos contínuos com plastificação no apoio central e tramos contínuos elástico (sem plastificação). Para cada situação deste tem-se para o valor da armadura 1,60, 1,07 e 0,86 cm^2 respectivamente. As fórmulas a empregar são:

$$a_1 = (b_f / 2)$$

$$a_2 = \alpha_e \cdot A_s$$

$$a_3 = -d \cdot \alpha_e \cdot A_s$$

e a posição x da linha neutra igual a:

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1}$$

e o momento de inércia no estádio II puro é:

$$I_{x,II_0} = \frac{b_f \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x - d)^2$$

com $a_1=21$ cm e os valores de A_s de cada caso obtém-se os valores de linha neutra e inércia apresentados na tabela 6.10

TABELA 6.10 Características geométricas para o estádio II puro para seção do tramos da laje nas diversas situações

Situação da laje	Dois tramos isostáticos	Continua com plastificação	Continua elástica
Linha neutra x_{II} (cm)	2,39	1,90	1,82
Inércia I_{II0} (cm ⁴)	1105	711	652

b) Cálculo das flechas para as diversas combinações

As flechas são calculadas inicialmente considerando a inércia da seção bruta ($I_c=2,935 \cdot 10^{-05} m^4$). Este procedimento foi feito com um programa de análise matricial que apresentou o estado de deformação para a combinação rara de ações (carga permanente mais sobrecarga e carga acidental) $p=2,31$ kN/m. Os resultados encontrados para um tramo estão apresentados na figura 6.13

O cálculo da flecha final deve ser feito segundo a NBR6118(2003) com uma rigidez equivalente ou uma inércia equivalente I_m que é o valor da inércia média de Branson. Porém como o momento de fissuração da seção transversal é muito baixo praticamente a inércia equivalente se reduz ao valor da inércia do estádio II puro. Assim a flecha desejada será obtida tomando-se a calculada com o programa em que se usou a inércia da seção bruta e multiplicando-a pela relação entre as inércias do estádio I (bruta) e estádio II ou seja:

$$a = a_{estádio I} \cdot \frac{I_I}{I_{II0}}$$

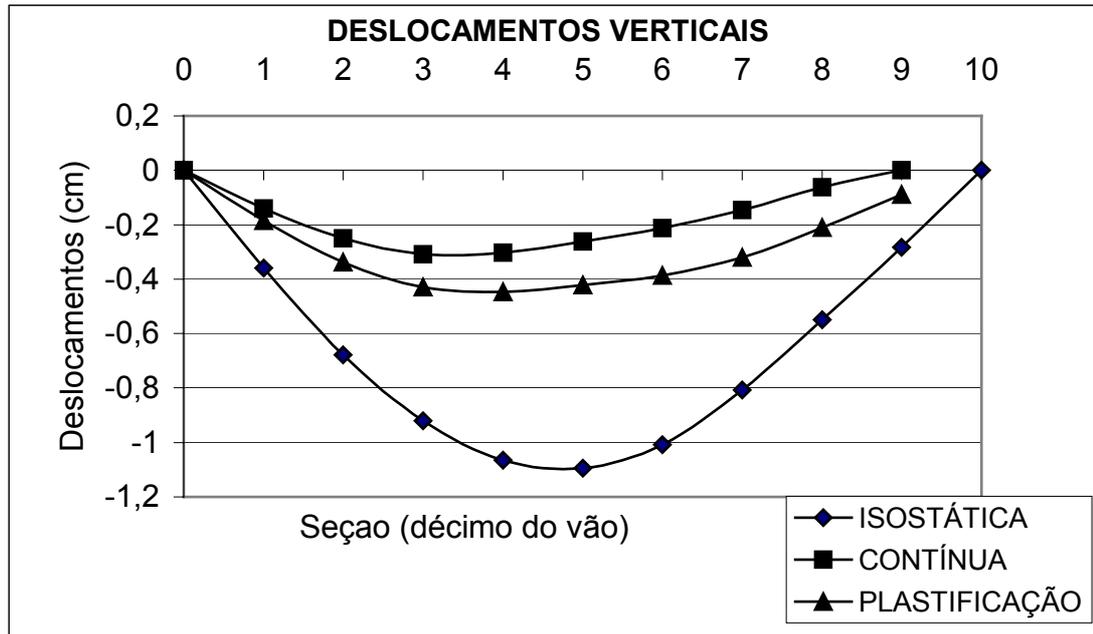


GRÁFICO 6.1 -Deslocamentos do tramo 1 para as diversas situações da laje. Cálculo executado com a inércia da seção bruta.

Como está se considerando sempre a mesma inércia de referência (a do estádio II) as flechas passam a ser proporcionais ao carregamento podendo-se se escrever:

$$a_{final} = \left(a_{estádioI} \cdot \frac{g_1 + g_2 + 0,2 \cdot q}{g_1 + g_2 + q} \cdot \alpha_f + a_{estádioI} \right) \cdot \frac{I_1}{I_{II0}}$$

onde a primeira parcela corresponde a deformação devido a fluência e g_1 indica a ação de carga permanente , g_2 sobrecarga permanente e q carga acidental. O coeficiente α_f que traduz o efeito da fluência é determinado com as equações a seguir e o tempo t é dado por $t=14/30=0,47$.

$$\xi(t_0) = 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32} = 0,68 \cdot 0,996^{0,47} \cdot 0,47^{0,32} = 0,53$$

$$\xi(\infty) = 2$$

Considerando que $\rho' = 0$

Tem-se

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'} = \frac{2 - 0,53}{1} = 1,47$$

Por fim a expressão com os valores das flechas tiradas da figura 6.11 (1,09;0,45;0,31cm) pode-se calcular a flecha final para a combinação rara de cargas e para carga acidental nas três situações: Lembrar que a combinação quase permanente o valor de $p=g_1+g_2+0,2q$ resulta em 3 kN/m^2 coincidentemente igual ao valor de q .

- Laje com dois tramos isostáticos

$$a_{final} = \left(1,09 \cdot \frac{3,0}{5,52} \cdot 1,47 + 1,09 \right) \cdot \frac{2935}{1105} = 5,30 \text{ cm}$$

$$a_{acidental} = \left(1,09 \cdot \frac{3,0}{5,52} \right) \cdot \frac{2935}{1105} = 1,57 \text{ cm}$$

- Laje contínua com plastificação (contínua sem trecho maciço)

$$a_{final} = \left(0,45 \cdot \frac{3,12}{5,52} \cdot 1,47 + 0,45 \right) \cdot \frac{2935}{711} = 3,40 \text{ cm}$$

$$a_{acidental} = \left(0,45 \cdot \frac{3,0}{5,52} \right) \cdot 711 = 1,00 \text{ cm}$$

- Laje contínua elástica

$$a_{final} = \left(0,31 \cdot \frac{3,12}{5,52} \cdot 1,47 + 0,31 \right) \cdot \frac{2935}{652} = 2,55 \text{ cm}$$

$$a_{acidental} = \left(0,31 \cdot \frac{3,0}{5,52} \right) \cdot \frac{2935}{652} = 0,76 \text{ cm}$$

As flechas limites podem ser encontradas na tabela 6.11 para a condição de aceitabilidade sensorial

TABELA 6.11 condição de aceitabilidade sensorial

para a totalidade de cargas	$\frac{\ell}{250} = 1,6 \text{ cm}$
para a carga acidental	$\frac{\ell}{350} = 1,14 \text{ cm}$

Desta forma considerando ainda que pode ser dada uma contra-flecha de até:

$$a_{cf} = -\frac{\ell}{350} = 1,14\text{cm}$$

- Laje com dois tramos simplesmente apoiadas

$$a_{total,\infty} = 5,30\text{cm} - 1,14 = 4,26 > \frac{\ell}{250} = 1,6\text{cm} \text{ a condição de deformação}$$

não estaria atendida.

$$a_{acidental} = 1,57 > \frac{\ell}{350} = 1,14\text{cm} \text{ a condição de deformação para carga}$$

acidental não estaria atendida.

- Laje contínua com plastificação

$$a_{total,\infty} = 3,40\text{cm} - 1,14 = 2,26 > \frac{\ell}{250} = 1,6\text{cm} \text{ a condição de deformação}$$

não estaria atendida.

$$a_{acidental} = 1,00 < \frac{\ell}{350} = 1,14\text{cm} \text{ a condição de deformação para carga}$$

acidental estaria atendida.

- Laje contínua com elástica

$$a_{total,\infty} = 2,55cm - 1,14 = 1,41 < \frac{\ell}{250} = 1,6cm \text{ a condição de deformação}$$

estaria atendida..

$$a_{acidental} = 0,76 < \frac{\ell}{350} = 1,14cm \text{ a condição de deformação para carga}$$

acidental estaria atendida.

6.7 Exemplo 6: Calcular os momentos fletores para as nervuras (considerando contínuas) do pavimento dado na fôrma da figura 6.14, considerando o processo de grelha equivalente simplificado, usando os mesmos dados do exemplo 3.

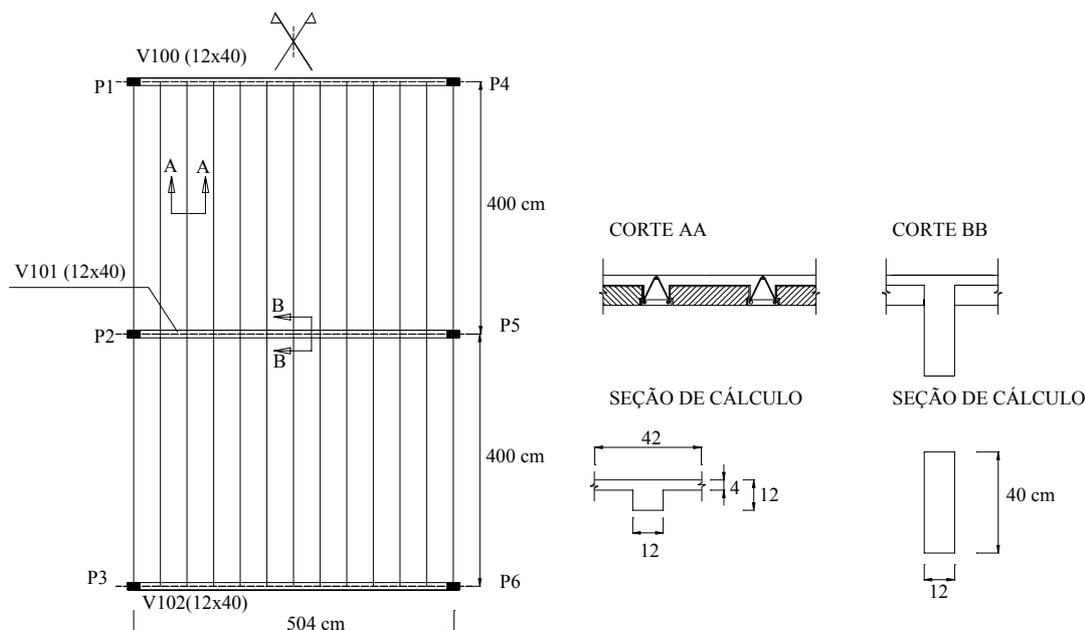


FIGURA 6.13 Planta de fôrma de pavimento com nervuras pré-moldadas.

A diferença entre este exemplo e o exemplo 4 é que neste caso em vez de se usar o processo de viga independente usar-se-á o procedimento de grelha equivalente “elástico” (sem considerar fissuração e plastificação). Os momentos fletores deverão ser um pouco diferentes que os obtidos pelo processo elástico de viga independente pois as vigas V100, V101 e V102 são deformáveis, havendo assim uma tendência da diminuição (em módulo) nos valores do momento fletor no apoio central das nervuras.

Para a determinação dos momentos usou-se o programa GPLAN (1985) com a malha de nós indicada na figura 6.15, sendo que os nós 103 a 119 estão no eixo de simetria da estrutura. Os nós 1,18,35,52,69,86 e 103 determinarão a viga V100 e os nós 9,26,43,50,77,94 e 111 a viga V101 enquanto os nós 17, 34, 51, 68, 85, 102 e 119 a viga V102.

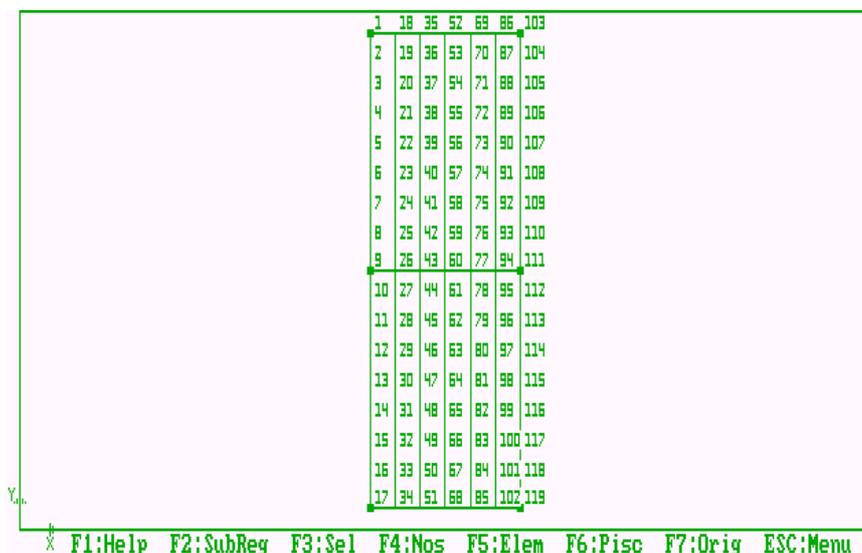


FIGURA 6.14 Esquema dos nós que compõem a malha da grelha empregada para determinar os esforços nas nervuras. Os nós 1, 9 e 17 são indelocáveis na vertical (fazem o papel dos pilares de apoio) e os nós 103 a 119 correspondem a nervura central e o eixo de simetria da estrutura.

Resolvida a estrutura obtêm-se os deslocamentos da mesma verificando-se, em virtude da deformabilidade das vigas que as nervuras centrais tem o apoio central se deformando mais que os extremos interferindo nos resultados dos momentos. Como pode ser visto nos gráficos 6.1 e 6.2 a deformação dos “apoios” centrais das nervuras é bastante sensível.

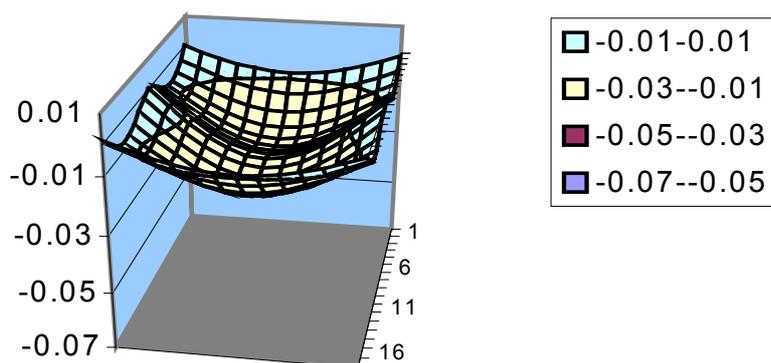


GRÁFICO 6.2- Deformação do pavimento com deslocamentos dos pontos em m. Pode-se perceber a menor deformação que ocorre na região das três vigas e como as longarinas apoiadas nos pilares ou próximas deles tem menor deformação.

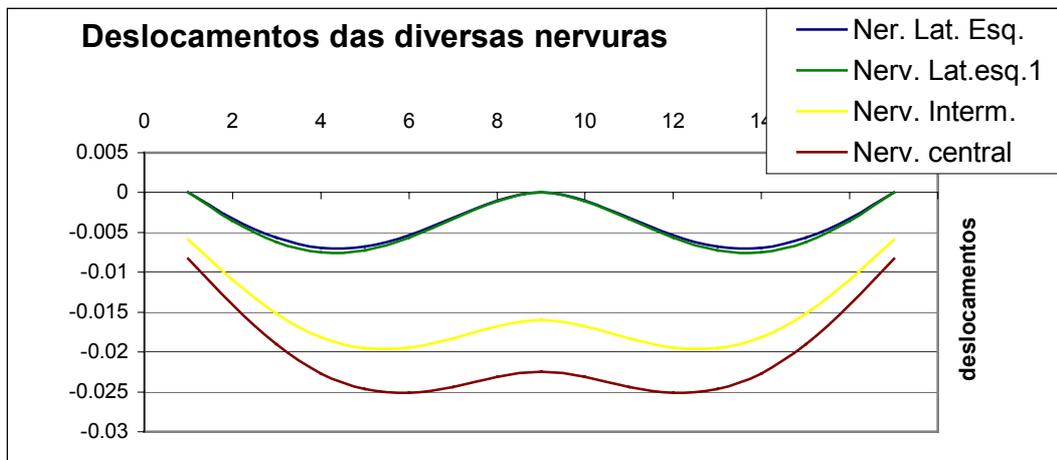


GRÁFICO 6.3- Deformação das diversas nervuras. As laterais esquerda e esquerda 1 são respectivamente a nervura apoiada nos pilares calculada no modelo de grelha e com viga independente (deformação praticamente igual). A nervura intermediária correspondente a formada pelos nós 52 a 68 (ver fig. 14) e finalmente a nervura central é a formada pelos nós 103 e 119, ou seja a que apresenta a maior deformação.

No gráfico 6.2 repete-se as deformações de algumas nervuras mostrando como a nervura central se deforma bem mais que as laterais e que uma nervura isolada considerada em apoios indeslocáveis na vertical, conceito da viga isolada e usado no exemplo anterior.

Desta é de se esperar que o momento fletor nas nervuras da lajes pré-moldada no apoio da viga V102 sejam, em módulo, inferiores ao obtido com a nervura isolada apoiada em apoios indeslocáveis.

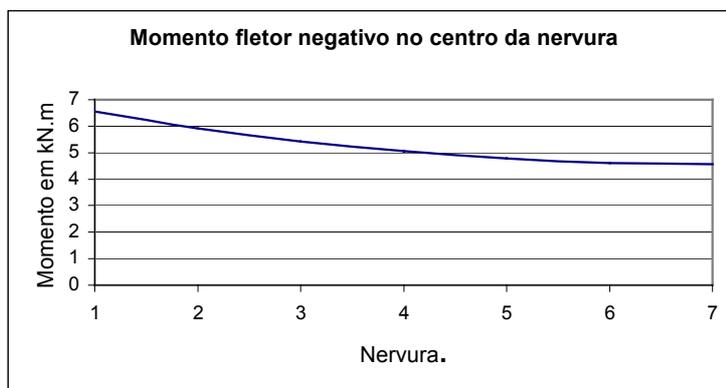


GRÁFICO 6.4 Variação do momento fletor negativo de cada nervura. O valor do momento vai diminuindo em módulo conforme a nervura fica mais próxima do centro da laje.

Os valores dos momentos fletores máximos negativos e positivos em cada nervura são apresentados na tabela 6.12.

TABELA 6.12 Valores dos máximos momentos positivos e negativos em cada nervura

NERVURA	Momento fletor negativo máximo(kN.m)	Momento fletor positivo máximo (kN.m)
1	-6,56	-3,53
2	-5,92	3,76
3	-5,43	3,84
4	-5,06	3,94
5	-4,78	4,02
6	-4,62	4,07
7	-4,56	4,08

O momento fletor positivo das nervuras também sofre alteração, porém não significativa como se vê na gráfico 6.4

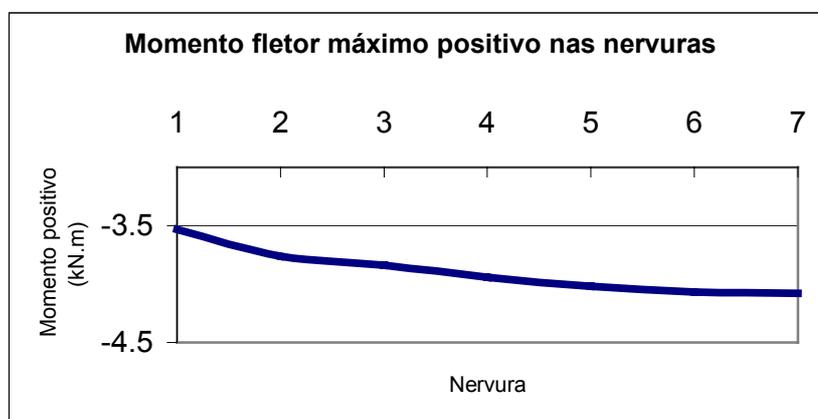


GRÁFICO 6.5- Variação do momento fletor positivo de cada nervura. O valor do momento vai aumentando em módulo conforme a nervura fica mais próxima do centro da laje.

Finalmente o diagrama de momento fletor nas nervuras se alterará conforme a deformação da viga V102 (viga central de apoio) como pode ser visto no gráfico 6.5 em que a nervura se apoiada em apoios indesejáveis acaba tendo um momento fletor negativo no apoio maior (em módulo) que o caso das nervura intermediária (nós 35 a 66) e a do meio da laje (nós 103 a 119). Para o momento fletor positivo ocorre o inverso.

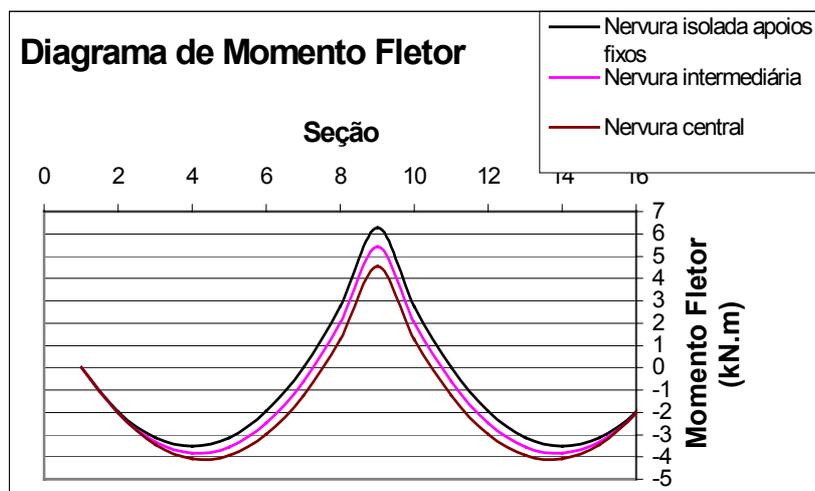


GRÁFICO 6.6- Diagrama de momento fletor positivo da nervura isolada (apoios indeslocáveis), intermediária e central.

CONCLUSÕES FINAIS, SUGESTÕES

7

Capítulo

7.1 Introdução

As considerações finais aqui apresentadas originaram-se do conteúdo apresentado neste trabalho onde se procurou avaliar o comportamento de lajes pré-fabricadas unidirecionais. Inicialmente pensou-se em realizar um trabalho só sobre a determinação dos esforços e de armadura, assim como, detalhamento da mesma neste tipo de sistema, porém o desenvolvimento do estudo alicerçado na bibliografia encontrada mostrou como a execução, se não feita de forma apropriada, pode interferir no comportamento final. Resolveu-se então incorporar mesmo que de maneira resumida, orientações sobre a execução principalmente em relação ao escoramento, lançamento e compactação do concreto. Outra constatação verificada é a necessidade de um número maior de ensaios com este sistema pois além da grande variabilidade intrínseca do módulo de elasticidade e resistência à tração do concreto, as lajes pré-fabricadas contínuas podem apresentar, mesmo em serviço seções com rótulas plásticas. Desta forma sempre que possível os trabalhos experimentais, mesmos os exploratórios, foram citados.

Para facilitar a leitura deste capítulo e melhor organizar os assuntos separa-se as principais conclusões em ordem executiva e de projeto para depois no final deste capítulo apresentar as sugestões para novas pesquisas.

7.2 Conclusões em relação à questão de execução.

Entre os diversos aspectos da execução do sistema de lajes pré-fabricadas procurou-se, neste trabalho, ressaltar cinco deles: a) escoramento, b) adensamento do concreto, c) cura do concreto, d) cobrimento e e) ações ao longo do tempo.

Em relação a montagem da lajes pré-fabricadas é de suma importância que se empreguem espaçamentos adequados, como discutido no item 2.9, caso contrário o risco de colapso durante o lançamento do concreto é grande. Os trabalhos de GASPAR (1997), FORTE et alli (2000) e principalmente DROPPA JUNIOR (2000) permitem determinar em função de equipamentos empregados e tipo de treliça o espaçamento máximo a ser empregado. Vale a pena lembrar que no caso da vigota treliçada a condição determinante está relacionada a instabilidade do banzo superior da treliça. Assim é importante evitar, seja no transporte das mesmas ou na hora da execução, que a barra que forma este banzo perca sua retilineidade, evitando, portanto que os operários pisem na mesma. Os equipamentos a serem empregados (carrinhos de mão, gericas etc) precisam ter seu peso corretamente avaliado e finalmente evitar-se a formação de grandes acúmulos de volume de concreto em pequenas regiões que provoquem sobrecarga acima da prevista. Finalmente como ferramenta recomenda-se o programa de DROPPA JUNIOR (2003) para determinação do espaçamento de escoramento para lajes treliçadas que pode também, a partir dos trabalhos de FORTE e Alli (1997) e MERLIN (2002), ser devidamente adaptado para nervuras de concreto armado e protendido.

Na questão da concretagem mostrou-se nos itens 2.7 e 2.8, resumidamente, os processos de adensamento e cura do concreto que devem ser empregados para este sistema, chamando a atenção que os mesmos podem afetar substancialmente a rigidez das nervuras. O trabalho de PEIXOTO (2002), cujos resultados são apresentados em 5.4.3.1.e 5.4.3.2, apesar de simples pode mostrar que o adensamento do concreto com vibração por imersão e a cura controlada por molhagem da superfície da laje permitem um ganho de rigidez à flexão no sistema quando comparado aos sistemas executados sem esta técnica. Valores experimentais foram apresentados mostrando claramente os benefícios de tais técnicas, mas a maior importância é, sem dúvida, garantir uma menor variabilidade nos valores de rigidez do sistema.

A questão do cobrimento é abordada no item 2.4.1.1 e mostrou-se as grandes mudanças que ocorreram com a publicação da nova norma NBR6118(2003) com um grande aumento para os valores nominais dos mesmos. Este tópico deverá merecer sem dúvida um estudo mais cuidadoso no futuro para que não seja necessário mudar as formas existentes de nervuras. De qualquer maneira a partir de março do ano de 2004 todos os fabricantes deverão obedecer os novos valores de cobrimento.

Finalmente em relação a questão de deformação, pode-se perceber pelos ensaios de ROGGE (2000) que particularmente as deformações devido a fluência do concreto são bastante altas, maiores ainda que as previstas pela NBR6118(2003) recomendando-se assim que a retirada do escoramento seja retardada o máximo possível e que também seja dada preferência a esquemas de lajes contínuas que reduzem também drasticamente a flecha imediata. Nesta última situação chama-se a atenção para o correto posicionamento da armadura “negativa” (junto a face superior) que deve estar bem fixada e que deve ser evitada de ser pisada.

7.3 Conclusões em relação às questões de projeto

Diversos aspectos podem ser considerados em relação ao projeto de lajes pré-fabricadas que passam basicamente pelo cálculo e verificação nos estados limites. Assim para organizar melhor o texto e de acordo como foram tratados neste trabalho considerar-se-á um item para os aspectos relativos ao modelo de cálculo empregado, outro para os estado limites últimos de flexão e cisalhamento e mais um para os dos estados limites de deformação excessiva.

7.3.1 Modelos de Cálculo

Poucos pesquisadores se detem na discussão dos processos de determinação dos esforços e deslocamentos das lajes pré-fabricadas, mas como mostra o capítulo 3 há uma série de hipóteses que podem ser feitas que levarão a resultados bem distintos. Mesmos para as lajes unidirecionais é possível usar o modelo de grelha equivalente e sempre que possível a fissuração do concreto deve ser considerada. Os principais

processos usados são o de viga isolada e de grelha equivalente sem a fissuração do concreto corrigindo a flecha com a expressão de BRANSON já presente na NBR6118(2003).

Embora seja possível usar-se processos “elásticos”, ou seja, aqueles baseados na teoria da resistência dos materiais, a forma da seção transversal das lajes requer em diversas situações o cálculo não linear com fissuração do concreto e até plastificação do concreto.

A grande variedade de programas existentes no mercado pode até confundir os projetistas pois, em geral, são acompanhadas de explicações resumidas do processo de cálculo. Recomenda-se ao projetista, sempre que possível testar, através de exemplos simples, o programa para realmente entender o que é capaz de fazer.

7.3.2 Estado limites últimos de flexão e cisalhamento

O projeto de lajes pré-fabricadas unidirecionais embora aparentemente não apresente novidade, requer que o projetista esteja sempre atento à questão da diferença de capacidade portante que a seção em forma de “T” tem para momentos positivos e negativos. Usando esta característica da seção transversal pode-se melhorar a distribuição de armaduras longitudinais e detalhá-la de forma mais econômica como mostra o exemplo 3 do capítulo 6.

Quando há paredes colocadas transversalmente às nervuras da laje a condição de cisalhamento pode ser determinante no projeto. Isto fica claro no exemplo 2 do capítulo 6 e o projetista passa a determinar a altura da nervura e a treliça a ser empregada em função, não mais do escoramento e as questões de flexão mas sim do cisalhamento.

7.3.3 Estado limites de deformação excessiva

No capítulo 5 deste mostra-se que o sistema de laje unidirecional trabalha, em geral, com muitas seções funcionando, em serviço, no estágio II. Os ensaios feitos pelo grupo de São Carlos e outros autores apresentados ao longo dos itens 5.4 a 5.6 mostram em primeiro lugar que: a) para alturas inferiores a 20 cm e vão até 5m o momento de

fissuração para cargas usuais de serviço é ultrapassado (funcionamento no estágio II), b) a flecha de fluência acompanha o valor do coeficiente de fluência e portanto é bem maior que a flecha imediata, c) as expressões da NBR6118:1980 e NBR6118:2003 apresentaram resultados subestimados das flechas quando comparada a resultados experimentais.

Através do primeiro exemplo mostra-se que as flechas de elementos simplesmente apoiados é bem grande, em parte é verdade porque os resultados são sempre considerando que o apoio se faz apenas através de um ponto, o que não ocorre na prática. Há também as questões do impedimento a rotação que as nervuras podem sofrer devido ao peso de paredes levantadas por cima delas junto ao apoio. Muitas vezes executa-se uma argamassa (as vezes de cimento, areia e água) para uniformização da face superior de laje que apesar de aumentar o peso próprio da laje pode também aumentar significativamente a inércia da seção transversal. As questões levantadas podem explicar, em parte, porque na prática algumas lajes com espessura em torno de 15 cm se apresentam com flechas compatíveis ao bom uso das mesma. De qualquer forma são temas que devem ser investigados experimentalmente.

O exemplo 4 do capítulo 6, mesmo usando um processo relativamente simples que permite a consideração aproximada da fissuração mostra os benefícios da consideração de um sistema contínuo.

Finalmente a questão dos novos limites de flecha imposto pela NBR6118:2003 e os valores adotados para o valor do momento de fissuração, resistência à tração do concreto e combinações de ações merecem para este sistema um estudo melhor e talvez uma adaptação de valores, conforme mostra o exemplo 2 do capítulo 6 em que se conclui para o caso dos protótipos de ROGGE (2000) as expressões da NBR6118:1980 devidamente adaptadas apresentaram resultados melhores.

7.4 Sugestões para novas pesquisas

A primeira sugestão que se faz é que é preciso agora se desenvolver uma série de exemplos que devem ser resolvidos com as novas expressões proposta pela NBR6118(2003), principalmente em relação ao estado de deformação excessiva, as

questões de cobertura para que se possa identificar possíveis problemas ou até modificações nas linhas de produção das fábricas de vigotas.

Mas mais importante é desenvolver um programa experimental com o objetivo de fornecer mais parâmetros para que o engenheiro projetista conhecendo apenas o valor da resistência característica do concreto consiga projetar com razoável segurança.

Dentro deste programa necessariamente estariam contemplados: o estudo da fissuração de estruturas de lajes pré-fabricadas contínuas, assim como a deformação diferida das mesmas. A questão da plastificação das seções nos apoios deveria também merecer destaque.

Um estudo experimental interessante seria verificar a influência da largura dos apoios das lajes em relação ao seu estado de deformação.

Finalmente seria importante “calibrar” as expressões de fissuração que programas não lineares tipo TQS empregam para poder simular exemplos mais próximos dos reais e até verificar se para pequenos vãos e cargas usuais os resultados de programas mais simples e acessíveis podem ser usados com boa aproximação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI COMITEE 318. **Building code requirements for reinforced concrete.** (ACI 318-83- revised 1986). American Concrete Institute - Detroit, USA, 1986
- ACI COMMITE REPORT 435-R7 **American Concrete Institute**
- AMORIM, C. **Estudos dos deslocamentos de pavimentos de edifícios de concreto armado.** Relatório final de iniciação científica -Processo 96/02019-3. São Carlos, SP, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cálculo e execução de estruturas de concreto armado** (NBR 6118/78). Rio de Janeiro, RJ, 1978.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento** (NBR 6118:2003). Rio de Janeiro, RJ, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estruturas de concreto – Execução Procedimento** (Projeto 02:124.16-001). Rio de Janeiro, RJ, 2002
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (NBR-6120). **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, RJ, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cálculo e execução de estruturas de concreto armado** (NBR 6118/80). Rio de Janeiro, RJ, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas** (NBR 8681). Rio de Janeiro, RJ, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projetos e estruturas de concreto protendido** (NBR 7197/89). Rio de Janeiro, RJ, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e Execução de Estruturas de concreto Pré-moldado –(NBR-9062)**. Rio de Janeiro,RJ, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Laje pré-fabricada – Requisitos - Parte 1: Lajes unidirecionais (NBR 14859-1)**. Rio de Janeiro, RJ, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Laje pré-fabricada – Requisitos - Parte 2: Lajes bidirecionais (NBR 14859-2)**. Rio de Janeiro, RJ, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Laje pré-fabricada – Pré-laje - Requisitos Parte 1: Lajes bidirecionais (NBR 14860-1)**. Rio de Janeiro, RJ, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Laje pré-fabricada – Pré-laje - Requisitos Parte 2: Lajes bidirecionais (NBR 14860-2)**. Rio de Janeiro, RJ, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Armaduras treliçadas - Requisitos (NBR-14862)**. Rio de Janeiro,RJ, 2002.

BELGO MINEIRA “**Manual Técnico de Lajes Treliçadas**” Publicação promocional da Belgo Mineira .Vitória, ES. 2003.

BOCCHI Jr., C. F. **Lajes Nervuradas de concreto armado projeto e execução**. Dissertação (Mestrado em Estruturas) USP. São Paulo. SP. 1995.

BORGES, J.U.A. **Critérios de projeto de lajes nervuradas com vigotas pré-fabricadas**. São Paulo. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP, 1997.

BRANSON, D. E. **Instantaneous and time dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams**. Alabama Highway Department. Bureau of Public Roads. Part 1. 1963.

-
- BRANSON D. E. **Deflections of reinforced concrete flexural members.** Journal of the American Concrete Institute. New York, USA, 1966
- BRANSON D. E. **Procedures for Computing Deflections.** ACI Journal; New York, USA, 1968.
- BUSCARIOLO L. G., CARVALHO R. C., FIGUEIREDO FILHO J. R., FURLAN JUNIOR S., “ **Estudo experimental do comportamento da região das mesas de lajes com nervuras parcialmente pré-moldadas: Consideração da punção**” V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto São Paulo- SP, 2003
- CALAVERA, J. R.; PEIRETII, H.C.; GOMEZ, J. F.; GONZALEZ , J. L. **Estudio experimental sobre el comportamiento en servicio y agotamiento por flexion de forjados unidireccionales de hormignon armado.** Colloquia. Madrid, 1988.
- CAIXETA, D. P.. **Contribuição ao estudo de lajes pré-moldadas com vigas treliçadas.** Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas. Campinas 1998.
- CARVALHO, R. C. **Análise não-linear de pavimento de edificios de concreto através da analogia de grelha.** Tese de Doutorado. EESC -USP. São Carlos, SP, 1994.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO F^O, J. R.; ANDRADE, C. **Cálculo de vigas de concreto armado considerando a fissuração.** Anais do Congresso Técnico-Científico de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC 1996.
- CARVALHO, R. C. **Cálculo de lajes de concreto armado com a analogia de grelha.** II Congresso de Engenharia Civil da UFJF. Juiz de Fora, MG, 1996.
- CARVALHO R. C., JUSTE A. E.; MORAES C. A.. **Diretrizes para a verificação do estado limite de deformação excessiva de pavimentos de concreto armado.** XXVII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, São Carlos, SP. 1997.
- CARVALHO, R. C., FIGUEIREDO FILHO, J. R., FURLAN Jr. S. **Reações nas vigas de apoio em pavimentos executados com lajes pré-moldadas.** In 40^o Congresso Brasileiro do Concreto. RJ. 1998.

- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.; FURLAN JUNIOR, S. **Processo aproximado para o cálculo de lajes pré-moldadas nervuradas**. III Congresso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora, MG. 1998.
- CARVALHO R. C. “**Estudo experimental do espaçamento de escoras em lajes pré-moldadas com nervuras do tipo trilho e treliçadas para pavimentos de edificações**”- Relatório final do processo 99/04607-8 – FAPESP –São Carlos 2000
- CARVALHO, R. C., FIGUEIREDO FILHO, J. R., FURLAN Jr. S, SOUZA, E. G. **Determinação da altura de lajes com nervuras pré-moldadas atendendo ao estado limite último e de serviço de acordo com a NB1/99**. IV Simpósio sobre estruturas de concreto. SP.2000.
- CARVALHO R. C., FIGUEIREDO F^o J. R.. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. Editora da UFSCar. São Carlos, 2001.
- CEB. **Manual on structural effects of time dependent behavior of concrete**. Bolletin n.153. Paris, France, 1982.
- CEB-FIP Model Code 1990, final draft, CEB Bulletin d’Information, n 204.
- CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, R. A. **Sistema laser de análise estrutural**. V Simpósio Nacional de Tecnologia de Construção: Software para o projeto de edifícios. EPUSP. São Paulo, SP, 1987.
- DI PIETRO, J. E. **Projeto, execução e produção de lajes com vigotes pre-moldados de concreto**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina. 1993.
- DROPA Jr, A. **Análise Estrutural de Lajes Formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada**. Dissertação (Mestrado em Estruturas). USP. São Carlos, SP. 1999.
- DROPPA JÚNIOR A. “**TRELIÇAS BELGO 1.0**” – programa automático para cálculo de nervuras treliçadas distribuído pela Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira – Mídia magnética. Belo Horizonte, MG. 2003

- DROPPA JÚNIOR A. “**Programas PumaWin, CorTel** “ programa automático para cálculo de escoramento de nervuras treliçadas distribuído empresa PUMA – Mídia magnética. São Paulo. 2003
- DROPPA JÚNIOR A., EL DEBS M. K Análise não-linear de lajes formadas por vigotas pré-moldadas com armadura em forma de treliça". Congresso de Engenharia Civil, 3 Juiz de Fora : UFJF-FE, 1998
- DROPPA JÚNIOR A, EL DEBS M. K Análise não-linear de lajes pré-moldadas com armação treliçada ,Congresso Brasileiro do Concreto, 41 São Paulo : IBRACON, 1999
- DROPPA JÚNIOR A., EL DEBS M. K Um estudo teórico-experimental do comportamento estrutural de vigotas e painéis com armação treliçada na fase de construção [CD-ROM]. Congresso Brasileiro do Concreto, 42 São Paulo : IBRACON, 2000
- DROPPA JÚNIOR A., EL DEBS M. K Análise não-linear de lajes pré-moldadas com armação treliçada :comparação de valores teóricos com experimentais e simulações numéricas em painéis isolados. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, n. 17, p. 105-120, 2001.
- EL DEBS M. K. “**Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações**” Livro Técnico. EESC-USP São Carlos, SP. 2000.
- EL DEBS M. K., DROPPA JÚNIOR A. “**Crítérios para dimensionamento de vigotas com armação treliçada nas fases de construção**” Relatório Técnico. EESC-USP São Carlos, SP. 1999.
- EUROCODE N.2. **Design of concrete structures. Part 1:General rules and rules for buildings.** Brussel, CEN.
- FIGUEIREDO FILHO, J. R.; FERNANDES, D. L. **Placas delgadas apoiadas no contorno em vigas deformáveis.** XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. São Carlos, SP. 1997.
- FLORENTINO R. T. **Los forjados reticulares.** Manual Practico. Cype Ingenieros.

-
- FLÓRIO, M. C. **Estudo experimental de vigotas pré-moldadas e nervuras de concreto armado para execução de lajes unidirecionais**. Relatório final de iniciação científica 00/11854-0-0, Fapesp. São Carlos, SP. 2001.
- FLÓRIO M. C.; CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.; FURLAN JUNIOR, S.; **Flecha em lajes com vigotas pré-moldadas considerando a fissuração e uso da Expressão de Branson**. 45º Congresso Brasileiro do Concreto. Vitória, ES. 2003.
- FORTE F. C.; FANGEL L.; ARADO F. B. G; CARVALHO, R. C.; FURLAN JUNIOR, S.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.;. **Estudo experimental do espaçamento de escoras em lajes pré-moldadas com nervuras do tipo treliça**. 42º Congresso Brasileiro de Concreto -IBRACON. Fortaleza, CE. 2000.
- FRANCA, A. B. M., FUSCO, P. B. **As Lajes Nervuradas na Moderna Construção de Edifícios**. Dissertação (Mestrado em Estruturas). USP. São Carlos, SP. 1997.
- FURLAN JUNIOR, S. - FIGUEIREDO FILHO, J. R. - CARVALHO, R. C. - MERLIN, A. **Lajes pré-moldadas de concreto: a consideração da plastificação nos valores dos momentos negativos em elementos hiperestáticos e seus efeitos no dimensionamento do pavimento**. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural “Jubileo Profesor Julio Ricaldoni”. Punta del Este, Uruguai, 2000.
- FURLAN JUNIOR, S. **Vigas de concreto com taxas reduzidas de armadura de cisalhamento: influência do emprego de fibras curtas e de protensão**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1995.
- FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto**. McGraw-Hill do Brasil. São Paulo, SP, 1977.
- GARDNER, N.J. **Punching shear provisions for reinforced and prestressed concrete flat slabs**. Canadian Journal of Civil Engineering. Canada, 1996.
- GASPAR, R. **Análise da Segurança Estrutural das Lajes Pré-fabricadas na Fase de Construção**. Dissertação (Mestrado em Estruturas). USP. São Paulo. SP. 1997.

- GERDAU - “**TRELIÇAS GERDAU**” – programa automático para cálculo de nervuras treliçadas distribuído pela Companhia Siderúrgica Gerdau – Mídia magnética. São Paulo, SP. 2003
- GHALI, A.; FAVRE, R. *Concrete structures: stresses and deformations*. Chapman Hall. London. 1986.
- GIMENEZ E.; CARVALHO, R. C.; FURLAN Jr, S.; FIGUEIREDO FILHO J. R.. **Determinação da altura de lajes com nervuras pré-moldadas atendendo o estado limite último e de serviço (deformação) de acordo com a NB1-1999**. IV Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto. São Paulo, SP. 2000.
- JUSTE, A. E. **Estudo dos deslocamentos de pavimentos de edifícios de concreto armado**. Relatório final de iniciação científica - Processo 96/02018-7, Fapesp, 1.996.. São Carlos, SP, 1987.
- KNIJNIK A. “**Tabelas de Dimensionamento de Lajes Treliçadas**” Publicação promocional da Companhia Gerdau. Vitória – 2003
- LIMA, J. N. **Estudo Experimental de Lajes Nervuradas de Concreto Armado Moldadas *in loco* com armadura convencional e treliçada simples**. Dissertação (Mestrado em Estruturas). UnB, Brasília, DF. 1999.
- MAGALHÃES, F. L. **Estudo dos Momentos Fletores Negativos Formados nos Apoios de Lajes Pré-moldadas Tipo Nervuras com Armação Treliçada**. Dissertação (Mestrado em Estruturas). USP, São Carlos, SP. 2001.
- MERLIN, A. J. “**Momentos fletores negativos nos apoios de lajes formadas por vigotas de concreto protendido**”. Dissertação de Mestrado. EESC, São Carlos, SP. 2002.
- MINISTÉRIO DE FOMENTO DA ESPANHA. **EF 96. Instruccion para l proyecto y la ejecucion de forjados unidireccionales de hormigon armado o protenado**. Madrid, Espanha. 1997.
- MEDITERRÂNEA. **Manual de tabelas práticas**. Noticiário Mediterrânea, ano 3, nº 4. Campinas, SP, 1992.

- MEDITERRÂNEA PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO. **Boletim Técnico: Sistema Treliçado Global**. 4a. Edição Campinas, SP, 1993.
- MESQUITA V. V.; CARVALHO R. C. **Escolha da altura de lajes pré-moldadas para pavimentos de edificações considerando as verificações do estado limite último e de deformação excessiva**. Relatório de Iniciação Científica. FAPESP - processo 99/00612-7. São Carlos, SP. 1999.
- MESQUITA V. V.; CARVALHO R. C.; FIGUEIREDO Filho J. R.; FURLAN Jr. S., **Escolha da altura de lajes com nervuras pré-moldadas para pavimentos de edificações considerando as verificações do estado limite último e de deformação excessiva**. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, “Jubileo Profesor Julio Ricaldoni”. Punta del Este, Uruguai, 2000.
- MOLINA JR. V. E. **Verificação automática do Estado Limite de Deformação Excessiva de Pavimentos de Concreto Armado Considerando a Fissuração e Fluência do Concreto**. Relatório final de iniciação científica do PIBIC, São Carlos, SP. 1999.
- MOLINA Jr. V.; CARVALHO R. C.; FIGUEIREDO Filho J. R.; FURLAN Jr. S., **Verificação automática do estado limite de deformação excessiva de pavimentos de concreto armado considerando a fissuração e fluência do concreto**. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, “Jubileo Profesor Julio Ricaldoni”. Punta del Este, Uruguai. 2000
- MONTOYA, M. M. **Homigon Armado**. 8ª edición. Editorial Gustavo Gili, S. A., Barcelona, Espanha. 1976.
- MULTIPLUS COMPUTAÇÃO GRÁFICA. Manual do sistema CYPECAD. São Paulo, SP. 1996.
- NEVILLE, ADAM M. **Propriedades do concreto**. PINI, 1º edição, 1982
- PEIXOTO, E. M.. **Os efeitos da vibração mecânica e cura controlada do concreto no comportamento à flexão de lajes com vigotas pré-moldadas**. Relatório final de iniciação científica - 01/06803-0, Fapesp. São Carlos, SP. 2002.

- PEREIRA, R. L. **Estudo Experimental de Emenda em Vigotas Treliçadas.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Goiás. Goiânia, GO. 2002.
- REGAN, P. E. (1993) Research on shear: a benefit to humanity or a waste of time? *The Structural Engineer*, p 337 – 346, oct.
- ROGGE A. C. **Estudo experimental da deformação ao longo do tempo de lajes com nervuras pré-moldadas.** Relatório parcial de iniciação científica – Processo 00/01898-0, Fapesp, São Carlos, SP, 2000.
- ROGGE, A. C.; TIRINTAN, M. R. A.; CARAVLHO, R. C.; SYDNEY, F. Jr.; FIGUEIREDO, J. F.. **Estudo experimental da deformação ao longo do tempo em lajes com vigotas pré-moldadas.** XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. Brasília, GO, 2002.
- SILVA L. M. **Estudo Experimental do Espaçamento de Escoras em Lajes com Nervuras Pré-Moldadas do Tipo Trilho para Pavimentos de Edificações.** Relatório FAPESP Processo: 99/05297-2 São Carlos, SP. 2000.
- SILVA, L. M.; CARVALHO R. C., FIGUEIREDO F^OFURLAN Jr. S. **Estudo experimental do espaçamento de escoras em lajes pré-moldadas com nervuras do tipo trilho.** XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, “Jubileo Profesor Julio Ricaldoni”. Punta del Este, Uruguai. 2000.
- SINPROCIM ABILAJE. **Manual Técnico Sistema Treliçado Global.** SP. 1998.
- TQS INFORMÁTICA LTDA. **CAD/TQS Manual de lajes treliçadas.** São Paulo, SP. 2003.
- VIZOTTO, I. **Guia de instruções para manuseio, aplicação e utilização de lajes pré-fabricadas com vigotas treliçadas.** SP. 2001.

1 Anexo

FORMULÁRIO E TABELA PARA O DIMENSIONAMENTO DE ARMADURA LONGITUDINAL DE FLEXÃO

Formulário para utilização da tabela A I.1

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$KX = \frac{x}{d}$$

$$KZ = \frac{z}{d}$$

$$\text{Se } \varepsilon_s > \varepsilon_{yd} \text{ então } A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}}$$

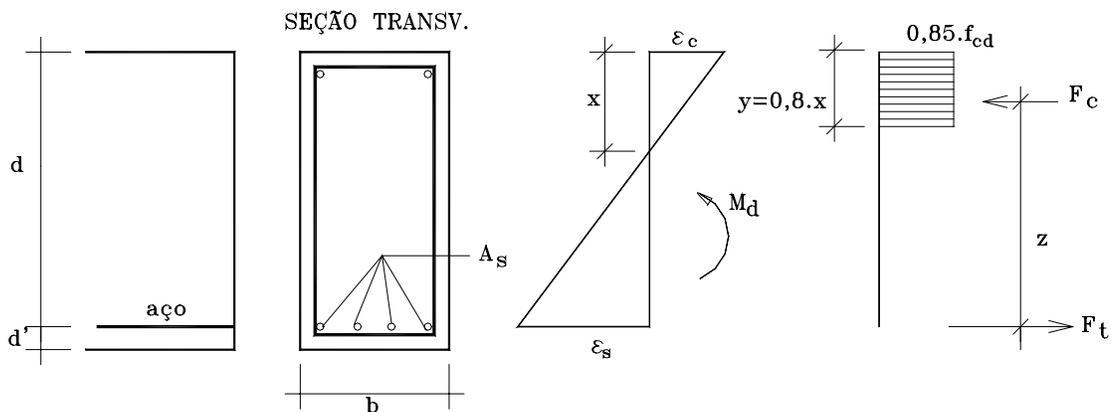


FIGURA A I.1 Viga de seção retangular e diagramas de deformações e tensões na seção solicitada pelo momento de cálculo M_d

TABELA AI.1 Valores para cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares

KMD	KX	KZ	ϵ_c	ϵ_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,0000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,0000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,0000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,3106
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793

KMD	KX	KZ	ϵ_c	ϵ_s
0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,2950	0,5586	0,7765	3,5000	2,7649
0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8100
0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506