

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE LAJES PRÉ-FABRICADAS COM
VIGAS TRELIÇADAS

Delma Pereira Caixeta

Campinas, SP

1998

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE LAJES PRÉ-FABRICADAS COM
VIGAS TRELIÇADAS

Delma Pereira Caixeta

Orientador: Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini

Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, Área de Concentração em Estruturas.

Atesto que esta é a versão definitiva da dissertação.	
	26/10/98
Prof. Dr. <i>Luiz Roberto Sobreira de Agostini</i>	
Matrícula: 042581	

Campinas, SP

1998



9900047

UNIDADE	BC
N.º CHAMADA:	
V.	Ex.
TUPPO BC/	36118
PRUC	229/99
C	☐
D	☒
PRECO	R\$ 11,00
DATA	05/01/99
N.º CPD	

CM-00119676-4

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

C124c Caixeta, Delma Pereira
Contribuição ao estudo de lajes pré-fabricadas com
vigas treliçadas. / Delma Pereira Caixeta.--Campinas,
SP: [s.n.], 1998.

Orientador: Luiz Roberto Sobreira de Agostini
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Lajes de concreto. 2. Flexão (Engenharia civil). 3.
Vigas - Testes. I. Agostini, Luiz Roberto Sobreira de.
II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de
Engenharia Civil. III. Título.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE LAJES PRÉ-FABRICADAS COM
VIGAS TRELIÇADAS

Delma Pereira Caixeta

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:


Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini
Presidente e Orientador / UNICAMP


Prof. Dr. José Samuel Giongo
Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo


Prof. Dr. Gilson Battiston Fernandes
UNICAMP

Campinas, 29 de Setembro de 1998

*Dedico aos meus pais, José Pereira
Caixeta e Clarinda Marra Caixeta pelo
incentivo e compreensão.*

AGRADECIMENTOS

A Deus pelo dom da vida.

Ao Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini pela dedicação, compreensão, respeito e excelente orientação prestada durante a elaboração deste projeto de pesquisa.

À minha querida família que sempre acreditou e colaborou na realização de meus projetos.

À amiga Lélia de Sousa Tavares pela ajuda nos momentos difíceis.

À irmã e Jornalista Dagma S. Caixeta pela ajuda na correção ortográfica.

Aos colegas e amigos de Campinas pelo prazer de suas companhias e amizades.

Aos funcionários do Laboratório de Materiais de Construção da UNICAMP pela disponibilidade, dedicação e empenho prestados durante a fase experimental.

Aos funcionários do ESTEC da UNICAMP pela honrosa contribuição na fabricação das fôrmas das vigas.

Aos funcionários e professores do Departamento de Estruturas da FEC.

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, pela concessão da bolsa de estudo, que permitiu a realização deste trabalho.

À Distribuidora Campinas de Cimento pelo fornecimento da quantidade necessária de cimento para os ensaios.

À MEDITERRÂNEA Tecnologia em Sistema Trelaçado, pela disposição em esclarecer dúvidas sobre o sistema e pelo fornecimento das peças necessárias para a realização dos ensaios de Laboratório.

A todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho.

“Aquele que toma a realidade e dela faz um sonho, é um poeta, um artista. Artista e poeta será também aquele que do sonho fizer realidade.”

Malba Tahan

SUMÁRIO

DEDICATÓRIA

AGRADECIMENTOS

EPÍGRAFE

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

NOTAÇÃO

RESUMO

CAPÍTULO 1- INTRODUÇÃO 1

1.1- Objetivos 2

1.2- Recursos Disponíveis 3

1.3- Justificativa 3

CAPÍTULO 2 - SISTEMA PRÉ-FABRICADO DE LAJES TRELIÇADAS..... 4

2.1-Histórico 4

2.2- Evolução das lajes 5

2.2.1- Modificações ocorridas com as lajes 7

2.3- O Sistema Trelizado 8

2.4- Elementos Básicos que compõem a Vigota Pré-Fabricada Trelizada 10

2.4.1- Treliza Simples 10

2.4.2- Trelizas com sapata inferior 12

2.4.3- Concreto 12

2.4.4- Aço 12

2.4.5- O Sistema Trelizado Acabado 13

2.4.6- Painéis Pré-fabricados 14

2.5- Funcionamento Estrutural 15

2.5.1- Avaliação 15

2.5.2- Ações a Considerar 15

2.5.2.1- Ações permanentes diretas..... 15

2.5.2.2- Ações variáveis	16
2.6- Valores Comparativos de Custo	16
2.7- O Processo de Fabricação do Sistema Trelaçado	18
2.7.1- Montagem das Fôrmas.....	18
2.7.2- Limpeza e Tratamento das Fôrmas.....	19
2.7.3- Aplicação do Concreto	20
2.7.4- Colocação das Barras Adicionais de Armadura.....	21
2.7.5- Colocação das Trelças	21
2.7.6- Separação das vigas trelçadas	22
2.7.7- Identificação das Vigas	22
2.7.8- Desforma e Estocagem	23
2.7.9- Outro Processo de Fabricação	24
2.8- Armadura Complementar	25
2.8.1- Armadura Complementar Positiva ou Longitudinal	25
2.8.2- Armadura Complementar Negativa	27
2.8.3- Armadura Complementar de Distribuição.....	27
2.8.4- Armadura Complementar Transversal.....	28
2.9- Procedimentos para a Determinação das Características das Vigotas Trelçadas ..	28
2.9.1- Lajes Mediterrânea	28
2.9.1.1- Considerações	28
2.9.1.2- Roteiro	29
2.9.1.2.1- Levantamento de Dados	29
2.9.1.2.2- Determinação da Classe da Viga Trelçada	30
2.9.1.2.3- Determinação da Área de Aço da Viga Trelçada.....	30
2.9.1.2.4- Tipo de Trelça	31
2.9.1.2.5- Cálculo da Área de Armadura Adicional	31
2.9.1.2.6- Determinação da Composição dos Aços Adicionais	31
2.9.1.2.7- Ordem de Serviço	32
2.9.2- Lajes Trelça	33
2.9.2.1- Ábacos	34
2.9.2.1.1- Ábacos de Altura	34
2.9.2.1.2- Ábacos de Altura para Lajes sem Capa (c)	34
2.9.2.1.3- Ábacos de Custo	35

2.9.3- Lajes Puma	35
2.9.4- CPT- Planchers	36
2.9.4.1- Vigas Tipo A	36
2.9.4.2- Paineis Intersig- Tipo GF	37
2.9.4.3- Laje Tipo S.L.P	38
2.9.4.4- Laje “Trifer”	40
2.10- Detalhes Complementares Construtivos	43
2.10.1- Montagem das lajes	43
2.10.2- Disposição das Peças ao Longo dos Apoios e Junto às Bordas Laterais	44
2.10.3- Justaposição das Vigotas Treliçadas	45
2.10.4- Montagem das Armaduras	46
2.10.5- Transporte do Concreto sobre a Laje	46
2.10.6- Escoramentos (cimbramentos)	47
2.10.7- Descimbramento	48
2.10.8- Contra-flecha	48
2.10.9- Vigas Treliçadas Justapostas	49
2.10.10- Nervura Transversal	49
2.10.11- Concretagem de Lajes não Cimbradas	49
2.11- Condições Gerais de Inspeção	50
2.11.1- Inspeção Geral	50
2.11.2- Inspeção Através de Ensaios	51
2.11.3- Aceitação e Rejeição dos Componentes das Lajes Treliçadas	51

CAPÍTULO 3- DEFINIÇÃO TEÓRICA COM BASE NO DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS

3.1- Introdução	52
3.2- Verificação da Segurança	52
3.2.1- Estados Limites	54
3.2.1.1- Diagrama tensão-deformação do concreto	54
3.2.1.2- Hipóteses de cálculo (item 4.1.1.1 da NBR 6118/78)	55
3.2.1.3- Domínios de deformação	58
3.2.1.4- Estudo da deformação e tensão na armadura As.....	61

3.3- Roteiro de Dimensionamento	65
3.3.1- Disposições gerais	65
3.3.2- Dimensionamento das vigas pré-fabricadas à flexão simples	66
3.3.2.1- Determinação da largura da mesa de compressão de acordo com item 3.2.2.2 da NBR 6118/78	66
3.3.2.2- O processo de dimensionamento das seções T submetidas à flexão simples	68
3.3.3- Verificação das vigas treliçadas ao cisalhamento	73
CAPÍTULO 4 – PROGRAMA EXPERIMENTAL	76
4.1- Introdução	76
4.2- Materiais e Equipamentos empregados	76
4.2.1- Concreto	76
4.2.2- Aços	79
4.2.3- Fôrmas	82
4.2.4- Equipamentos empregados nos ensaios	82
4.2.5- Extensômetros elétricos de resistência (strain-gages)	83
4.2.6- Vigotas pré-fabricadas	84
4.3- Sequência dos Ensaios	84
4.3.1- Primeiros Ensaios	84
4.3.1.1- Elementos submetidos aos ensaios	84
4.3.1.2- Procedimento experimental	85
4.3.2- Segundo Ensaio	87
4.3.2.1- Elementos submetidos ao ensaio	87
4.3.2.2- Procedimento Experimental	88
4.3.2.3- Medidas efetuadas	89
4.3.3- Terceiro Ensaio	90
4.3.3.1- Elementos submetidos ao ensaio	91
4.3.3.2- Procedimento Experimental	92
4.3.3.3- Execução das vigas	94
4.3.3.4- Medidas efetuadas durante o ensaio	95

CAPITULO 5- RESULTADOS DOS ENSAIOS	97
5.1- Primeiros Ensaios	97
5.2- Segundo Ensaio	97
5.3- Terceiro Ensaio	101
 CAPÍTULO 6- ANÁLISE DOS RESULTADOS	 114
CONCLUSÕES	121
ANEXOS	123
A1- ANEXO 1- Critérios de Dimensionamento	124
A2- ANEXO 2- Dimensionamento das seções das vigas treliçadas ensaiadas	127
A3- ANEXO 3- Tabelas	134
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 139
 ABSTRACT	 143

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1-	Evolução dos Sistemas Construtivos para Lajes	7
Figura 2.2-	Corte transversal e vista geral da treliça simples	11
Figura 2.3a-	Decomposição dos esforços cortantes nas diagonais–Vista longitudinal ...	13
Figura 2.3b-	Distribuição dos esforços cortantes nas diagonais da treliça- Corte transversal	13
Figura 2.4-	Seção transversal do painel	14
Figura 2.5a-	Fôrma para Vigas Treliçadas	18
Figura 2.5b-	Fôrma para Mini-Painéis	19
Figura 2.6-	Base para as fôrmas	19
Figura 2.7a-	Limpeza das fôrmas	20
Figura 2.7b-	Aplicação do desmoldante nas fôrmas	20
Figura 2.8-	Lançamento do concreto.....	20
Figura 2.9-	Colocação dos adicionais	21
Figura 2.10-	Colocação das treliças	21
Figura 2.11a-	Espaçadores de poliestireno	22
Figura 2.11b-	Vista esquemática- Colocação dos espaçadores	22
Figura 2.12-	Estocagem	24
Figura 2.13-	Fundelo cerâmico	24
Figura 2.14-	Encaixe da treliça no fundelo	25
Figura 2.15-	Posicionamento da Armadura Adicional Positiva	26
Figura 2.16-	Detalhe da Disposição da Armadura Negativa sobre o Apoio	27
Figura 2.17-	Seção Transversal Genérica da Laje Treliçada.....	29

Figura 2.18- Planta de Execução Simplificada para Colocação em Obra de uma Laje Trelaçada	32
Figura 2.19- Corte transversal e Vista longitudinal - Vigas Pré-Fabricadas Tipo A	36
Figura 2.20a- Corte Transversal e Longitudinal - Viga Tipo GF	37
Figura 2.20b- Corte Transversal: Laje Pré-Fabricada Tipo GF	37
Figura 2.21a- Vista Longitudinal e Corte Transversal: Vigas Tipo S.L.P.	39
Figura 2.21b- Detalhe do Corte Transversal	39
Figura 2.22a- Vista Longitudinal e Corte Transversal - Viga Tipo TRIFER	41
Figura 2.22b- Esquema das Armaduras - Viga Tipo TRIFER	41
Figura 2.23- Posicionamento da Laje Treliça sobre o Apoio	43
Figura 2.24- Detalhe do Apoio	43
Figura 2.25- Viga Trelaçada com Cantoneira para Apoio	44
Figura 2.26- Detalhes de Apoio em Chapas de Aço	44
Figura 2.27- Dispositivos de Apoio	44
Figura 2.28- Encaixe dos Elementos de Enchimento	45
Figura 2.29- Posicionamento Junto às Bordas Laterais	45
Figura 2.30- Justaposição dos Elementos Pré-Moldados Contínuos	45
Figura 2.31- Detalhe de Escoramento: Vista frontal e vista lateral	48
Figura 2.32- Alvenaria sobre Laje	49
Figura 2.33- Plano da Laje - Direções a Concretar	50
Figura 3.1- Diagrama parábola-retângulo	55
Figura 3.2- Diagrama tensão-deformação do concreto	55
Figura 3.3- Diagrama tensão-deformação para aço Classe B	57
Figura 3.4- Domínios de deformações	58
Figura 3.5- Valores limites de β_x entre domínios para aço CA 60	60
Figura 3.6- Tensões e Deformações para uma seção T genérica	61

Figura 3.7-	Diagrama $\sigma_s - \epsilon_s$ para aços Classe A	63
Figura 3.8-	Diagrama $\sigma_s - \epsilon_s$ para aços Classe B	64
Figura 3.9-	Largura colaborante conforme a NBR 6118/78	67
Figura 3.10-	Verificação da viga treliçada à flexão-Diagrama retangular de tensões no concreto (1º caso)	68
Figura 3.11-	Verificação da viga treliçada à flexão-Diagrama retangular de tensões no concreto (2º caso)	71
Figura 3.12-	Parcela da seção T que absorve M_{d1}	71
Figura 3.13-	Parcela da seção T que absorve M_{d2}	72
Figura 3.14-	Determinação de ρ_1	75
Figura 4.1-	Abatimento do tronco de cone- Slump	76
Figura 4.2-	Análise granulométrica do agregado miúdo- Areia	78
Figura 4.3-	Análise granulométrica do agregado miúdo- Brita 1	78
Figura 4.4-	Diagrama Tensão-Deformação – Barra ϕ 3,4	79
Figura 4.5-	Diagrama Tensão-Deformação – Barra ϕ 4,2	80
Figura 4.6-	Diagrama Tensão-Deformação – Barra ϕ 5	80
Figura 4.7-	Diagrama Tensão-Deformação – Barra ϕ 6	81
Figura 4.8-	Diagrama Tensão-Deformação – Barra ϕ 7	81
Figura 4.9-	Elevação do esquema de aplicação de forças para os primeiros e terceiro ensaios respectivamente	82
Figura 4.10-	Detalhe dos apoios dos modelos ensaiados	83
Figura 4.11-	Detalhe da viga de transmissão de forças	83
Figura 4.12-	Esquema do primeiro ensaio- blocos de concreto para apoio das forças	86
Figura 4.13-	Detalhe da face superior rugosa da base de concreto	87
Figura 4.14-	Características das peças ensaiadas	88
Figura 4.15a-	Esquema de carregamento – H-16	88
Figura 4.15b-	Esquema de carregamento – H-8	89

Figura 4.16- Posição do defletômetro – Seção no meio da viga.....	89
Figura 4.17- Posição dos extensômetros - H-8	90
Figura 4.18- Posição dos extensômetros - H-16	90
Figura 4.19a- Seção transversal para as vigas V201 e V202	92
Figura 4.19b- Seção transversal para as vigas V161 e V162	93
Figura 4.19c- Seção transversal para as vigas V121 e V122	93
Figura 4.20- Posição dos extensômetros na treliça	93
Figura 4.21- Esquema de aplicação das forças	94
Figura 4.22- Posição da armadura na mesa, vigas e corpos-de-prova concretados	95
Figura 4.23- Posição do defletômetro – Seção no meio da viga.....	95
Figura 4.24- Traçado das fissuras para a região no meio da viga	96
Figura 5.1- Diagrama Força x Flecha para viga com altura 12cm	98
Figura 5.2- Diagrama Força x Flecha para viga com altura 20cm	98
Figura 5.3- Diagrama Força x Deformação para banzo superior da viga Beta 12	99
Figura 5.4- Diagrama Força x Deformação das diagonais para viga Beta 12	100
Figura 5.5- Diagrama Força x Deformação do banzo superior para viga Beta 20	100
Figura 5.6- Diagrama Força x Deformação das diagonais para viga Beta 20	101
Figura 5.7- Diagrama Força x Flecha para V121	102
Figura 5.8- Diagrama Força x Flecha para V122	102
Figura 5.9- Diagrama Força x Flecha para V161	103
Figura 5.10- Diagrama Força x Flecha para V162	103
Figura 5.11- Diagrama Força x Flecha para V201	104
Figura 5.12- Diagrama Força x Flecha para V202	104
Figura 5.13- Diagrama Força x Deformação para banzo superior da V121	105
Figura 5.14- Diagrama Força x Deformação para diagonais da V121	105
Figura 5.15- Diagrama Força x Deformação para banzo superior da V122	106

Figura 5.16-	Diagrama Força x Deformação para diagonais da V122	106
Figura 5.17-	Diagrama Força x Deformação para banzo superior da V161	107
Figura 5.18-	Diagrama Força x Deformação para diagonais da V161	107
Figura 5.19-	Diagrama Força x Deformação para banzo superior da V162	108
Figura 5.20-	Diagrama Força x Deformação para diagonais da V162	108
Figura 5.21-	Diagrama Força x Deformação para banzo superior da V201	109
Figura 5.22-	Diagrama Força x Deformação para diagonais da V201	109
Figura 5.23-	Diagrama Força x Deformação para banzo superior da V202	110
Figura 5.24-	Diagrama Força x Deformação para diagonais da V202	110
Figura 5.25-	Configuração final de fissuras para seção no meio de V121. Vista inferior	111
Figura 5.26-	Configuração final de fissuras para seção no meio de V122. Vista inferior	111
Figura 5.27-	Configuração de fissuras para viga V161- Vista frontal.....	112
Figura 5.28-	Configuração de fissuras para viga V 162. Vista posterior	112
Figura 5.29-	Configuração de fissuras para viga V201.....	112
Figura 5.30-	Configuração de fissuras para viga V202.....	113
Figura A2.1-	Vista longitudinal- Viga Treliçada bi-apoiada	128
Figura A2.2-	Corte transversal- Lajes treliçadas	128
Figura A2.3-	Seção transversal da viga T	128

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1-	Tipos mais Usuais de Trelças.....	31
Tabela 2.2-	Características das Lajes Acabadas	36
Tabela 2.3-	Características das Trelças para os Painéis de Laje GF.....	38
Tabela 2.4-	Características das Vigas S.L.P.	39
Tabela 2.5-	Características das Lajes Acabadas tipo S.L.P	40
Tabela 2.6-	Altura das Vigas Triffer	42
Tabela 2.7-	Características de Montagem das Vigas	42
Tabela 2.8-	Distância Máxima entre Linhas de Escoras	47
Tabela 3.1-	Valores de β_{xy} para os diferentes aços	63
Tabela 3.2-	Valores de β_{xp} para o aço CA-60B	64
Tabela 4.1-	Quantidades de materiais para as misturas de concreto	77
Tabela 4.2-	Características das peças ensaiadas	85
Tabela 4.3-	Características das peças do terceiro ensaio	91
Tabela 5.1-	Valores das forças que deram origem às primeiras fissuras	113
Tabela 6.1-	Cálculo da força por área para os modelos ensaiados com duas forças concentradas P/2	116
Tabela 6.2-	Cálculo da força de ruptura por área para os modelos ensaiados com duas forças concentradas P/2	117
Tabela 6.3-	Cálculo da Força permitida pela resistência dos materiais levando-se em consideração a soma da flecha mais contra-flecha.....	118
Tabela 6.4-	Coefficiente de segurança entre forças fornecidas pelos fabricantes e aquelas medidas nos ensaios dos modelos	118
Tabela A2.1-	Resumo do cálculo à Flexão simples	131
Tabela A2.2-	Resumo da verificação ao cisalhamento	133

NOTAÇÃO

MINÚSCULAS

- a - distância livre entre pontos de momentos nulos
- a - afastamento do eixo do apoio
- b - largura do painel treliçado
- b_o - largura da nervura central do painel
- b_1 - largura da nervura para determinação de b_2
- b_2 - distância entre as faces das nervuras fictícias sucessivas
- b_3 - largura da nervura para determinação de b_2
- b_f - largura colaborante da mesa
- b_w - largura da nervura
- c - cobrimento da armadura de tração
- c - espessura da capa de concreto
- cf_s - contra-flecha de valor igual ao da flecha, $\ell/300$
- c' - distância entre centros das armaduras do banzo inferior e superior da treliça
- d - altura útil da laje
- d' - distância do centro de gravidade da armadura até a borda mais próxima da seção
- f - flecha máxima permitida por norma
- f_c - resistência média do concreto à compressão medida nos corpos-de-prova
- f_{cd} - resistência de cálculo do concreto à compressão
- f_{cf} - valor da flecha de serviço mais a contra-flecha
- f_{cj} - resistência média do concreto à compressão a j dias
- f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão, aos 28 dias
- f_r - valor da flecha de ruptura

f_s	- valor da flecha de serviço
f_{td}	- resistência de cálculo do concreto à tração
f_{tk}	- resistência característica do concreto à tração
f_y	- limite elástico para aço (nomenclatura francesa)
f_{yd}	- resistência de cálculo do aço
f_{yk}	- resistência característica do aço
f_{ycd}	- resistência de cálculo do aço à compressão
h	- altura total da laje treliçada
h_f	- espessura da mesa
h_t	- altura da treliça simples
i	- intoreixo
k	- coeficiente para determinação de ψ_4
k	- coeficiente de majoração de A_{calc}
$\bar{K}$	- fator do extensômetro
ℓ	- vão da laje ou viga, de centro a centro do apoio
ℓ'	- vão teórico
ℓ_o	- vão livre da laje ou viga entre apoios
ℓ_e	- largura do material de enchimento
p	- carga total por metro quadrado
p_{cf}	- carga linear para f_{cf} , considerando-se viga bi-apoiada com duas cargas concentradas
p_r	- carga linear de ruptura, considerando-se viga bi-apoiada com duas cargas concentradas
p_s	- carga linear para f_s , considerando-se viga bi-apoiada com duas cargas concentradas
pp	- peso próprio
q	- carga uniformemente distribuída
q_{cf}	- carga por área para f_{cf}

- q_f - carga por área fornecida pelo fabricante
 q_r - carga de ruptura por área
 q_s - carga por área para f_s
 sc - sobrecarga
 x - distância da linha neutra até a borda mais comprimida
 x_y - posição da linha neutra no limite dos domínios 3 e 4
 x_{yd} - linha neutra para ϵ_{yd}
 z - distância do ponto de aplicação da resultante de compressão no concreto ao centro de gravidade da armadura A_s
 y - ordenada contada a partir da borda mais comprimida ($y = 0,8x$)

MAIÚSCULAS

- A_{adic} - área de aço adicional
 A_c - área da seção de concreto
 A_{calc} - área de aço da calculada composta pelas barras do banzo inferior da treliça e área de aço adicional
 A_s - área da seção de armadura de tração
 $A_{s,min}$ - área da seção de armadura mínima
 $A_{s,diag}$ - área das barras das diagonais da treliça
 $A_{s,inf}$ - área das barras do banzo inferior da treliça
 $A_{s,sup}$ - área das barras do banzo superior da treliça
 A_{s1} - armadura tracionada resistida pelo momento $M_{d,1}$
 A_{s2} - armadura tracionada resistida pelo momento $M_{d,2}$
 $A_{s,f}$ - área de armadura para resistir ao momento $M_{d,f}$
 CS_1 - coeficiente de segurança entre a carga por área de utilização e aquela fornecida pelo fabricante

- CS₂ - coeficiente de segurança entre a carga de serviço e aquela fornecida pelo fabricante
- E_c - módulo de deformação longitudinal do concreto
- E_s - módulo de deformação longitudinal do aço
- EPS - Expanded Poly-Styrene (Poliestireno Expandido)
- Fe F - classe de aço francês (nomenclatura francesa)
- HA - tipo de aço francês (nomenclatura francesa)
- I - momento de inércia da seção transversal da viga
- LN - linha neutra
- M_{cf} - momento de serviço correspondente a f_{cf}
- M_d - momento fletor de cálculo
- M_{d, f} - momento fletor a ser resistido pelas abas salientes da seção T
- M_{d, w} - momento fletor a ser resistido pela nervura da seção T
- M_{d1} - momento fletor resistido pela largura (b_f - b_w) e pela armadura tracionada A_{s1}
- M_{d2} - momento fletor resistido pelo concreto comprimido da nervura e pela armadura A_{s2}
- MF - módulo de finura
- M_k - momento fletor característico
- M_{máx} - momento máximo fletor
- M_{máx} - momento a ser resistido pela região maciça da laje
- M_r - momento de ruptura
- M_s - momento de serviço correspondente a f_s
- M1...M4 - denominação para as misturas de concreto
- P - carga concentrada total aplicada pelo macaco
- P_{cf} - carga concentrada obtida no ensaio que corresponde a soma de f_s e f_{cf}
- P_r - carga concentrada de ruptura dos modelos ensaiados
- P_{RM} - carga concentrada obtida pela Resistência dos Materiais
- P_s - carga concentrada obtida no ensaio que corresponde a flecha f_s

- P_u - carga concentrada de ruptura
 R_{cc} - força resultante de compressão no concreto
 $R_{cc,1}$ - força resultante de compressão no concreto para momento M_{d1}
 $R_{cc,2}$ - força resultante de compressão no concreto para momento M_{d2}
 R_d - solicitação resistente de cálculo
 R_{st} - força resultante de tração na armadura de tração
 $R_{st,1}$ - força resultante de tração na armadura para momento M_{d1}
 $R_{st,2}$ - força resultante de tração na armadura para momento M_{d2}
 S_d - solicitação atuante de cálculo
 TR xxyyzz - notação usada pelo fabricante para identificação das lajes treliçadas
 xx- altura total da laje
 yy- comprimento total da laje
 zz- classe da laje
 V_d - valor de cálculo da força cortante
 V_k - valor característico da força cortante

LETRAS GREGAS

- α - coeficiente para determinação de ψ_4
 β - espessura total da laje
 β_x - coeficiente adimensional que fornece a posição relativa da linha neutra ($\beta_x = x/d$)
 β_{xy} - valor de β_x quando $\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 3,5\%$ e $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$
 β_{pd} - valor de β_x quando $\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 3,5\%$ e $\epsilon_{yd} = \epsilon_{pd}$
 δ - superfície de contato entre a base da vigota e o apoio
 $\delta_{d,w}$ - coeficiente para $M_{c,w}$
 δ_f - coeficiente ($\delta_f = h_f/d$)

- ε - deformação nas fibras de uma seção de concreto
- ε_c - deformação específica no concreto
- ε_{cu} - encurtamento (deformação) de ruptura do concreto na borda comprimida
- ε_{pd} - alongamento final da fase elástica (limite de proporcionalidade)
- ε_s - deformação específica na armadura tracionada
- ε_{yd} - deformação correspondente ao início do escoamento do aço
- ϕ - diâmetro das barras de aço
- γ_c - coeficiente de minoração da resistência do concreto
- γ_f - coeficiente de majoração das ações
- γ_s - coeficiente de minoração da resistência do aço
- ρ_l - taxa de armadura longitudinal de tração na seção de comprimento $2h_t$ a partir da face do apoio
- σ_c - tensão de compressão no concreto
- σ_{cd} - tensão de cálculo de compressão no concreto
- σ_{cu} - tensão de ruptura do concreto na borda comprimida
- σ_{eg} - limite elástico tensão
- σ_s - tensão na armadura
- σ_{sd} - tensão de cálculo na armadura
- τ_{wd} - valor de cálculo da tensão convencional de cisalhamento
- τ_{wu1} - valor de referência para a verificação do cisalhamento em lajes
- ξ - coeficiente ($\xi = x / d$)
- ψ_4 - coeficiente para determinação de τ_{wd}
- ζ - coeficiente ($\zeta = z / d$)

RESUMO

CAIXETA, Delma Pereira. *Contribuição ao estudo de lajes pré-fabricadas com vigas treliçadas*. Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 1998. 143 pág. Dissertação (Mestrado).

Os elementos pré-fabricados têm cada vez mais ocupado seu espaço nas mais diversas obras de Engenharia Civil. As lajes treliçadas surgiram como uma variação destes elementos. Neste trabalho procurou-se reunir o máximo de informações que possibilitem caracterizar este elemento em nível nacional, bem como ele é tratado em países europeus, como a França. Através do ensaio de flexão simples em dez modelos, quatro em seção retangular e seis em seção T, procurou-se representar de forma satisfatória o modo real de sua utilização em obra, buscando a caracterização da vigota treliçada. Foram feitas medidas das flechas verticais, deformações nas barras do banzo superior e diagonais e a caracterização do desenvolvimento e propagação das fissuras. Os ensaios mostraram que as diagonais pouco trabalham no combate aos esforços cortantes, as fissuras aparecem para as primeiras cargas aplicadas e há necessidade de aplicação da contra-flecha na fase de concretagem da laje.

Palavras-chave: Lajes Pré-fabricadas, Lajes Treliçadas, Vigotas Treliçadas, Ensaio de Flexão Simples, Dimensionamento de Seções de Concreto Armado.

1- INTRODUÇÃO

As constantes exigências da arquitetura moderna e a crescente necessidade de racionalização na construção civil (minimização de custos e prazos), obrigou os construtores a buscar sistemas construtivos que valorizassem estes aspectos, bem como, que garantissem uma estrutura rígida, mas ao mesmo tempo livre de vigas ou nervuras aparentes, lajes com maiores vãos, etc.

O sistema pré-fabricado de lajes treliçadas, originário da Europa, foi implantado no Brasil com a finalidade de atender a estas exigências, como consequência da evolução dos sistemas construtivos de lajes, buscando explorar e superar as limitações técnicas e econômicas dos sistemas já utilizados até então.

O Sistema Treliçado é um sistema composto por elementos pré-fabricados, solidarizados ao concreto das nervuras e capa, lançados em obra. Estes elementos pré-fabricados são formados por uma treliça tridimensional e por uma base de concreto.

O primeiro capítulo consiste de uma pequena introdução ao assunto desenvolvido no projeto de pesquisa, e expõe os objetivos principais, a justificativa que levou a desenvolver este trabalho e o recursos disponíveis para a elaboração do trabalho.

No segundo capítulo deste projeto de pesquisa, são apresentados dados e informações dos principais fabricantes de lajes treliçadas existentes no país, comparando-os com o sistema empregado na França.

No terceiro capítulo, constam os dimensionamentos à flexão e as verificações ao cisalhamento das peças pré-fabricadas que foram ensaiadas, tomando-se por base as recomendações das Normas Brasileiras.

No quarto capítulo descreve-se o programa experimental utilizado durante o projeto de pesquisa. Foram caracterizados os traços do concreto de resistência usual empregado, as características mecânicas dos aços utilizados na confecção do banzo superior, banzo inferior e diagonais da treliça. Foram apresentados os equipamentos empregados nos ensaios, dispositivos de aplicação das cargas, extensômetros utilizados e as vigotas treliçadas

compondo os modelos ensaiados. Em sequência, são apresentados os três tipos diferentes de ensaios realizados, bem como o procedimento experimental utilizado em cada um.

No quinto capítulo são mostrados através de diagramas Carga x Deformação, Carga x Flecha e tabelas, os resultados dos ensaios na mesma sequência em que foram realizados.

No sexto capítulo são discutidos os resultados dos três ensaios e finalmente são apresentadas as conclusões sobre o tema da pesquisa. São feitas sugestões para a continuação do trabalho aqui iniciado, tanto para o melhoramento da eficiência do sistema, como para continuação da determinação das características da vigota.

1.1- OBJETIVOS

Os principais objetivos deste trabalho são:

- reunir em um único trabalho, aplicações, recomendações, dados e informações referentes ao Sistema Pré-fabricado de Lajes Trelaçadas.
- avaliar, através de ensaios, o comportamento estrutural do elemento pré-fabricado, para cargas de utilização e de ruptura.
- confrontar, através do dimensionamento à flexão, os dados apresentados na bibliografia técnica, dos fabricantes deste tipo de laje.
- através dos resultados obtidos nos ensaios realizados, avaliar o desempenho e a credibilidade dos dados fornecidos ao consumidor pelos fabricantes.

1.2- RECURSOS DISPONÍVEIS

Para a execução da pesquisa, os recursos disponíveis utilizados, foram:

- o espaço físico da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP;
- o acervo da BAE e bibliografia técnica;
- o sistema de computação da FEC;
- as instalações, os equipamentos e o pessoal do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP.

1.3- JUSTIFICATIVA

Como tem crescido a difusão e utilização do sistema treliçado nas mais diferentes obras por todo o Brasil, desde edificações de pequeno porte até pontes e viadutos, sentiu-se a necessidade de fazer um estudo mais elaborado do assunto, haja visto a dificuldade de encontrar dados, normas ou bibliografias especializadas neste tema. O que se tem, são apenas recomendações e indicações um tanto empíricas dos próprios fabricantes do produto.

Com os resultados dos primeiros ensaios realizados, verificou-se a necessidade de dar atenção especial à grande deformabilidade das peças pré-fabricadas, sendo de vital importância os escoramentos usados na fase de concretagem, bem como o espaçamento máximo permitido entre elas.

A contribuição das diagonais no combate aos esforços cisalhantes deve ser tratada com atenção especial, pois verificou-se uma atuação mais vigorosa destas, nas peças cuja treliça possui altura maior.

Não se pretendeu, neste trabalho, esgotar o estudo de todas as variáveis necessárias para a perfeita caracterização técnica e científica do sistema, mas dar uma contribuição para futuras pesquisas.

2- SISTEMA PRÉ-FABRICADO DE LAJES TRELIÇADAS

2.1- HISTÓRICO

A história das construções na civilização ocidental, vista sob o interesse das lajes, mostra que o homem necessitou de milhares de anos para vencer vãos de pisos acima do solo. Vencer vãos e suportar cargas eram desafios que intrigavam os estudiosos desde os primórdios da humanidade^[15].

A princípio, utilizava-se somente dos materiais que a natureza oferecia, como a madeira e a pedra, usando-os como teto ou estrados de piso e como suporte de suas construções.

As pedras, após cortadas e adaptadas a seus apoios, só conseguiam vencer vãos da ordem de 5m. Já a madeira, limitada em suas dimensões naturais, também restringia o tamanho dos vãos.

Uma evolução importante foi o desenvolvimento dos arcos de pedras com uma técnica usada de modo excepcional durante o Império Romano, permitindo a execução de maiores vãos liberando espaços mais amplos, pois os arcos apresentavam um comportamento singular, absorvendo somente esforços de compressão. Tal técnica se tornou um legado à humanidade contemporânea.

Com o advento do concreto e do aço, foi possível o desenvolvimento de estruturas planas (placas), denominadas lajes, com capacidade para transpor vãos e suportar carregamentos com segurança.

Por volta de 1845 houve a descoberta do cimento por Jonhson, e o Eng. Francês Joseph Louis Lambot (1814-1887) associou este novo material ao aço para torná-lo mais resistente a esforços de tração, o qual denominou “cimento armado”.

A partir desta idéia inicial, o horticultor e paisagista Joseph Monier (1823-1906), com certas adaptações, começou em 1897 a confeccionar vasos, tanques e caixas d'água. Por aplicar e comercializar este material, Monier foi considerado o inventor do cimento armado que, a partir de 1920, passou a se chamar concreto armado.

Monier começou a aplicar o cimento armado em habitações, na forma de lajes e,

para tanto, usava como armadura principal, perfis metálicos em forma de “T”. Este novo método, chamado de Sistema Monier, permitia a execução de lajes com vãos relativamente maiores que os anteriormente descritos.

Em 1861, François Coignet (1812-1895) publicou na França um trabalho sobre cimento armado, precursor dos métodos de cálculo das atuais lajes pré-moldadas, em que foi dado destaque às lajes constituídas por nervuras e armadas exclusivamente com barras de aço de seção circular, criando em suas hipóteses de cálculo as primeiras vigas de seção “T”.

2.2- EVOLUÇÃO DAS LAJES

Desde o início das estruturas de concreto armado até hoje, foram estabelecidos alguns sistemas construtivos de lajes, cada qual com as suas particularidades técnicas e econômicas, os quais passam a ser apresentados a seguir^[25]:

a) *Laje Maciça*: é a pioneira em concreto armado, tecnicamente razoável para vãos e cargas com soluções de laje com altura de no máximo 15cm, sendo este um limite superior razoável para estruturas de concreto armado. Espessuras mais elevadas são exigidas quase que apenas para satisfazer condições de utilização (limite de flecha) e, não de resistência, o que leva a um mal aproveitamento do concreto (pequena altura da zona comprimida), com peso próprio exagerado, levando a uma estrutura anti-econômica (aumento de carga nos pilares e fundações). Para edifícios de vários pisos, com lajes maciças, o consumo de concreto chega usualmente a quase dois terços do volume total da estrutura. O seu custo também se eleva em função do grande consumo de madeira para fôrmas e cimbramento. Há também um grande consumo de mão-de-obra e tempo, pois se trata de processo construtivo com lajes moldadas “in loco”, elevando mais ainda o custo final da obra.

b) *Lajes Nervuradas Moldadas “in loco”*: o consumo de concreto é reduzido em relação à laje maciça e o peso próprio da estrutura aliviado, pois empregam-se materiais leves de enchimento na maior parte da zona tracionada das lajes. Estes elementos leves podem ser: tijolo furado, tubo de papelão reforçado, caixote de madeira, bloco de concreto leve, bloco sical, EPS (isopor) etc.. Desta forma consegue-se uma laje com menor consumo de concreto e, em consequência, com menor peso próprio, aliviando pilares e fundações.

Embora este sistema traga vantagens em relação à laje maciça, ainda é ineficiente no

que diz respeito ao grande consumo de tempo, madeira e mão-de-obra de execução, apesar de ser um sistema com qualidades técnicas fortes.

c) *Laje Pré-fabricada comum (laje β)*: sistema construtivo em lajes nervuradas, que emprega elementos pré-fabricados na forma de vigotas tanto de concreto armado como de concreto protendido. Sua seção transversal tem a forma aproximada de um T invertido, com a armadura totalmente envolvida pelo concreto. O material de enchimento apoia-se diretamente nas vigotas pré-fabricadas.

Este sistema veio superar as deficiências de custo da laje maciça e da nervurada moldada “in loco”, eliminando toda a madeira utilizada em fôrmas, sendo necessário apenas manter as linhas de escoras e pontaletes, bem como as nervuras de travamento. Com isto, a praticidade do sistema construtivo aumentou, diminuindo o tempo de execução e a quantidade de mão-de-obra. Conseguiu-se assim, considerável redução no custo final das edificações.

Mas, em nível técnico, a laje pré-fabricada comum é limitada por dois fatores:

- má aderência entre as vigotas e o concreto de capeamento lançado em obra, ocasionada pela necessidade de aplicação de óleo desmoldante nas fôrmas para facilitar a operação de desforma das vigotas. Esta má aderência não pode, assim, garantir a monoliticidade da estrutura e esta fica susceptível a trincas e fissuras que, diariamente, podem ser constatadas na vida prática limitando, assim, os vãos e ações de trabalho^[27]. Esta é uma informação comercial, não tendo estudos ou pesquisas que comprovem sua veracidade.

- a segunda limitação está na impossibilidade de colocação de estribos nas vigotas convencionais para o combate aos esforços de cisalhamento, pois a seção transversal em forma de T invertido dificulta a colocação da armadura transversal que atravessa a alma das vigotas das nervuras principais.

d) *Sistema Pré-fabricado de Lajes Treliçadas*: sistema construtivo desenvolvido na Europa há mais de 20 anos, veio para o Brasil procurando explorar e superar as limitações técnicas e econômicas dos sistemas até então empregados, desenvolvendo tecnologia própria e criando novos materiais. Hoje, após considerável difusão do sistema no Brasil, este já é usado em escala cada vez maior, contribuindo de modo significativo para diminuir o déficit habitacional do país^[22], e tornando-se um recurso indispensável à moderna técnica de construção de edifícios.

A FIGURA 2.1 apresenta a evolução dos sistemas construtivos.

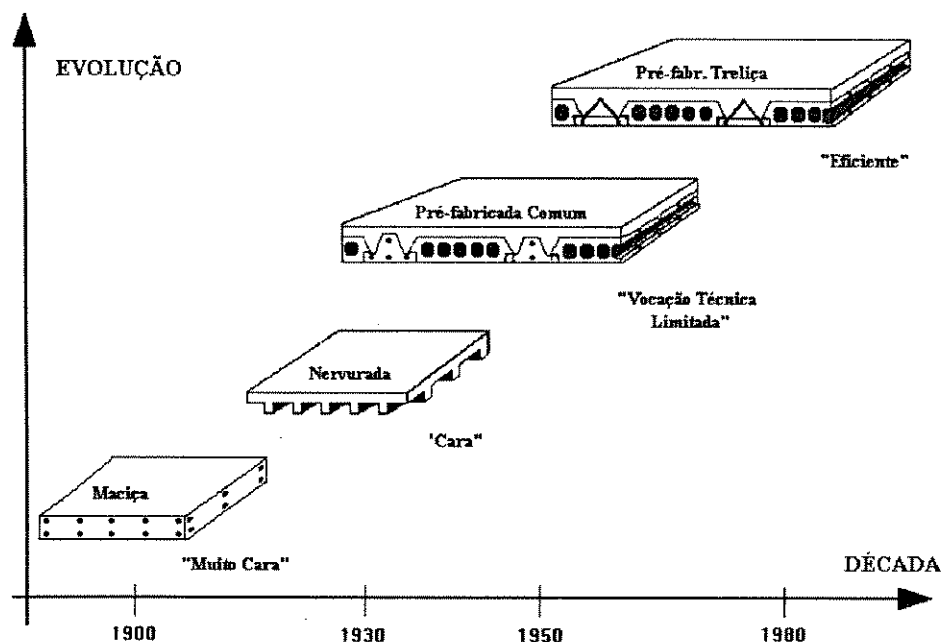


FIGURA 2.1 - Evolução dos Sistemas Construtivos para Lajes^[25, 26]

2.2.1- Modificações ocorridas com as lajes

Como peças estruturais de concreto, as lajes necessitam de armaduras que absorvam as tensões de tração decorrentes dos esforços nelas atuantes. Nelas, as tensões de tração originam-se tanto dos esforços de flexão e de cisalhamento, por causa de seu funcionamento como placa, quanto das forças que atuam em seu plano médio, devido ao seu comportamento como chapa.

As lajes funcionam como placas ao suportarem as ações verticais aplicadas ao longo dos pisos, e como chapas, ao se constituírem em diafragmas rígidos horizontais que distribuem pelos diferentes pilares da estrutura as forças horizontais atuantes.

Embora nas lajes sempre hajam essas três fontes de tensões de tração, momentos fletores, forças cortantes e forças axiais, em geral as armaduras das lajes são calculadas essencialmente em função dos esforços de flexão. A simplificação de considerar no dimensionamento das lajes apenas os esforços de flexão, ignorando os esforços axiais e de cisalhamento, foi razoável até algumas décadas atrás, ou enquanto se empregavam lajes maciças de vãos não muito grandes, submetidas apenas às ações distribuídas, com as alvenarias apoiadas diretamente sobre as vigas. Neste tipo de laje, os esforços de cisalhamento

são pequenos, e as alvenarias formam diafragmas verticais de grande rigidez, os quais garantem a resistência às forças horizontais aplicadas, assegurando sua estabilidade global, sem que as lajes sejam obrigadas a transportar essas forças horizontais a grandes distâncias.

Por volta da década de 70, devido às alterações ocorridas nos arranjos arquitetônicos das edificações, o panorama de emprego das lajes modificou. Os diafragmas de alvenaria foram desaparecendo e as estruturas de concreto armado foram ficando por si, cada vez mais dependentes do comportamento de chapa das lajes para o equilíbrio dos esforços horizontais atuantes nas construções.

Sem os diafragmas rígidos de alvenaria que ajudam as lajes a resistir à ação do vento e a garantir a estabilidade global das estruturas, as estruturas necessitam ser auto estáveis, sendo essencial que as lajes possam garantir a integridade tridimensional das estruturas, diante dos esforços de vento e dos efeitos de segunda ordem decorrentes da deformabilidade por flexão dos pilares. É necessário portanto considerar o comportamento de chapa nas lajes.

Também foi a partir da década de 70, que nos edifícios passou-se a aumentar o vão das lajes e as alvenarias passaram a ser apoiadas diretamente sobre elas. Com o passar dos tempos estes vãos foram se tornando muito grandes e as alvenarias maciças foram cedendo espaço às divisórias leves, os caixilhos e o vidro.

Foi a partir destas mudanças que as lajes nervuradas mostraram suas vantagens e ganharam espaços, dando início às técnicas de pré-fabricação de lajes na execução das estruturas. Hoje o uso dessas técnicas é bastante freqüente, e as lajes nervuradas formadas por vigotas treliçadas pré-fabricadas foi o caminho espontâneo que a Engenharia Civil encontrou para o barateamento das edificações.

2.3- O SISTEMA TRELIÇADO

A laje treliçada é uma laje nervurada construída com emprego de elementos pré-fabricados do tipo treliça. Ela é formada por nervuras principais resistentes, por elementos leves de enchimento colocados entre as nervuras, e por uma capa superior de concreto que juntamente com as nervuras principais vai formar a seção transversal resistente à flexão. Devido à perfeita solidarização entre o elemento treliçado e o concreto lançado em obra, a estrutura resultante é bastante rígida, podendo ser tratada como uma estrutura monolítica.

Com a fusão entre a estrutura tridimensional metálica (armadura treliçada) e o concreto, as lajes nervuradas com armaduras em treliça permitem obter grandes vãos e suportar ações elevadas, pois com este tipo de armadura cada nervura fica armada ao cisalhamento pelo emprego de altura de treliça adequada à espessura da laje. Assim, consegue-se uma redução do custo final da obra, graças à utilização de uma laje de menor espessura e menor número de vigas.

O sistema treliçado permite a construção de lajes nervuradas com emprego de vigotas pré-fabricadas treliçadas, formadas a partir de uma armadura treliçada de aço e uma placa (ou sapata) inferior de concreto envolvendo as duas barras do banzo inferior da treliça que irão compor a armadura da face tracionada da laje. É um sistema criativo que oferece grande flexibilidade de projeto, seja na construção de casas, edifícios, estacionamentos, pontes, shopping centers, etc., permitindo a elaboração de um projeto mais arrojado com espaços mais amplos, livres das restrições impostas por vigamentos, comuns nos projetos convencionais, sendo que estes últimos podem ser convertidos em projetos com o Sistema Treliçado através de cálculos específicos.

Os fabricantes fornecem tabelas dos vãos máximos permitidos para as lajes em função da sobrecarga, das condições de apoio e altura da laje.

É permitida uma maior distribuição de paredes sobre as lajes sem qualquer vigamento extra, uma vez que estas podem ser apoiadas diretamente sobre elas, ganhando-se espaços na execução das estruturas. Consegue-se também uma redução de até 75% em aço, concreto, escoramento, fôrmas, mão de obra e tempo de execução, tornando a execução da estrutura econômica, rápida e limpa^[22].

É possível a distribuição direta das tubulações, que são feitas embutindo-as na laje, evitando os conhecidos rebaixos de laje ou o forro falso.

Como nas lajes construídas com vigotas pré-fabricadas em concreto armado ou concreto protendido a placa de concreto oferece apoio ao material de enchimento da laje, sendo os mais utilizados: blocos de concreto, tijolos de cerâmica, poliestireno (isopor), etc.

As lajes nervuradas pré-fabricadas gozam simultaneamente das vantagens da laje nervurada bem como da construção pré-moldada. E as lajes pré-fabricadas treliçadas podem ter suas nervuras principais tanto em uma direção (lajes unidirecionais) como em duas

direções (lajes bidirecionais).

As lajes unidirecionais submetidas a forças concentradas (ações de parede por exemplo) devem possuir nervuras secundárias transversais perpendiculares às nervuras principais. Estas nervuras transversais também devem ser colocadas quando o vão teórico da laje for superior a 4m, exigindo-se duas nervuras no mínimo se este vão for superior a 6m.

Já as lajes pré-fabricadas bidirecionais possuem nervuras transversais em duas direções ortogonais entre si. Elas são constituídas por vigotas pré-fabricadas treliçadas dispostas na direção do menor vão, e por nervuras transversais moldadas in loco, com espaçamentos que respeitam as mesmas exigências feitas para aquelas das nervuras formadas por vigotas.

2.4- ELEMENTOS BÁSICOS QUE COMPÕEM A VIGOTA PRÉ-FABRICADA TRELIÇADA

As armaduras em treliça para lajes são produzidas em dois diferentes tipos: com e sem sapata de concreto.

2.4.1- Treliça Simples

É composta pela armação treliçada em aço com a função de armar o concreto, cuja forma da estrutura é tridimensional piramidal, formada por dois banzos (superior e inferior) ligados por diagonais formados por fios de aço dobrados, que são chamados também de *simusóides*, com espaçamento regular de 200mm, sendo que, a altura h da treliça varia de 70mm a 300mm para alguns fabricantes com possível variação de centímetro em centímetro, e fixa em 140mm, 200mm e 300mm para outros. A largura da base da treliça varia de 65mm a 110mm entre fabricantes. O comprimento da peça é limitado por condições de transporte, sendo fixado em 8m, 10m e 12m.

A FIGURA 2.2 mostra o corte transversal e vista geral da treliça.

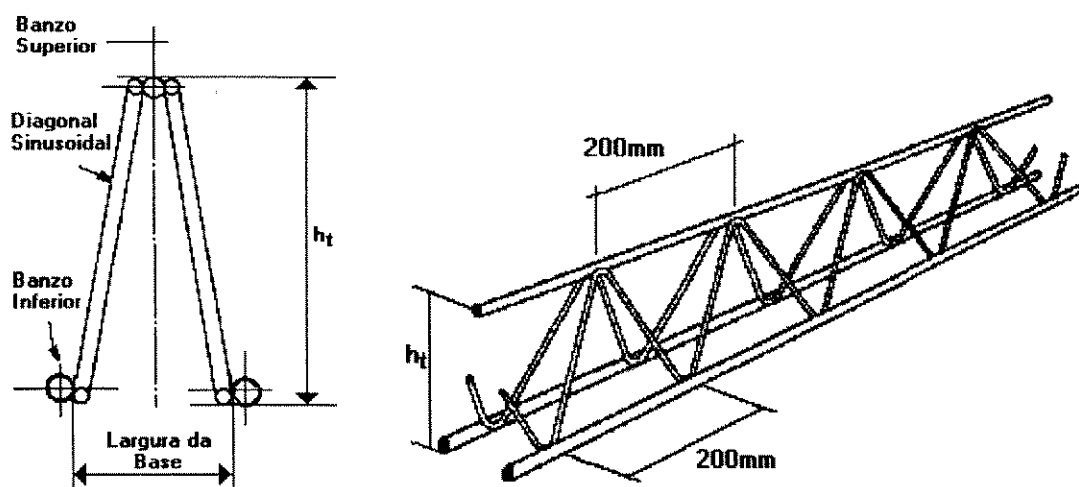


FIGURA 2.2- Corte transversal e vista geral da treliça simples^[22]

O banzo superior, que se caracteriza tecnicamente por determinar a distância máxima entre linhas de escoras, resistência no manuseio e transporte, é constituído por um fio de aço superior cujo diâmetro da barra varia de 6mm a 12,5mm.

O banzo inferior (armadura positiva) é responsável pelo combate aos esforços de tração ocasionados pela flexão e é constituído por fios de aço paralelos longitudinalmente na base de concreto, variando de 4,2mm a 16,0mm entre fabricantes.

Já as barras das diagonais, formadas por dois fios laterais com a função principal de combater as tensões de cisalhamento, além de interligar as barras do banzo superior ao inferior, formam a treliça tridimensional com seus fios variando de 3,4mm a 6,0mm^[27].

O conjunto acima descrito é unido por processo automático, empregando fios trefilados soldados por eletro-fusão (eletrosolda) nos pontos de encontro entre nós, objetivando obter características geométricas peculiares que garantam uma boa eficiência técnica com uma estrutura sólida, sem correr o risco de perder e/ou alterar as propriedades físicas e químicas do aço.

As treliças simples, sem a sapata inferior de concreto, são destinadas essencialmente a armaduras de lajes concretadas inteiramente no local, exigindo a presença de fôrmas completas para o lançamento do concreto fluido. Estas fôrmas podem ser do tipo tradicional, feitas de madeira, ou então fôrmas especiais industrializadas.

2.4.2 - Treliças com sapata inferior

As treliças com sapata inferior de concreto, usualmente chamadas de vigotas treliçadas, constituem-se na maneira mais utilizada e econômica deste tipo de armadura, sendo utilizadas para execução de lajes, tanto maciças (dispensando o uso de elementos de enchimento) quanto nervuradas.

A sapata inferior de concreto é moldada em fôrma metálica, para garantir a qualidade do concreto lançado com espessuras de 2cm a 3cm, empregando-se concreto com agregado miúdo e rico em pasta de cimento, para evitar a operação de vibração.

Sob encomenda, as treliças podem ser fabricadas com diferentes quantidades de aço da sapata inferior (armadura adicional), com valores especificados pelo Projetista.

2.4.3- Concreto

O concreto empregado na fabricação da sapata das vigotas treliçadas tem como agregado de diâmetro nominal máximo 8mm, com consumo mínimo de cimento de 350 kg/m³ e $f_{ck}=18\text{MPa}$ ^[22]. Este concreto deve garantir alta resistência e grande plasticidade.

Outro fabricante recomenda que o agregado máximo permitido seja brita 01 e o f_{ck} possa variar conforme a especificação do dimensionamento, com procedimentos de cura segundo os critérios estabelecidos para atingir o f_{ck} desejado^[22].

Existem ainda orientações no sentido de que, o diâmetro máximo do agregado não deve ultrapassar 8mm e a resistência média aos 28 dias seja, no mínimo, 27MPa à compressão e 2,32MPa à tração^[14].

Já o concreto complementar deve apresentar agregado cujo diâmetro máximo seja brita zero, com consumo mínimo de cimento de 350kg/m³ e apresentar um f_{ck} de no mínimo 15MPa. Tanto o concreto complementar quanto o concreto da sapata das vigotas treliçadas, devem atender às especificações da NBR 12.654 - Controle Tecnológico de Materiais Componentes do Concreto^[22].

2.4.4- Aço

O aço utilizado para a fabricação da treliça é do tipo CA50 e CA60 ranhurado, ou CA60 soldável em bobina^[22]. As barras podem ser lisas ou entalhadas, trefiladas a frio^[14].

Para alguns autores deve-se empregar aço do tipo CA50 ou CA60 de acordo com a NBR-7480^[7], não sendo permitido o uso de barras lisas. Para barras nervuradas, deve-se utilizar barras com diâmetro entre 5mm e 30mm (CA50) e entre 5mm e 6mm (CA60). Já para fios de aço trefilados, estes devem ter diâmetro entre 3,4mm e 12mm.

2.4.5- O Sistema Treliçado Acabado

Com o endurecimento do concreto de capeamento ocorre uma perfeita^[22] solidarização entre concreto e sistema treliçado, formando uma estrutura monolítica que tem suas características favorecidas por dois fatores:

- as diagonais da treliça resistem com perfeição aos esforços oriundos da força cortante, e unem a zona de tração à zona de compressão^[22] (FIG. 2.3a e 2.3b);



FIGURA 2.3a- Decomposição dos esforços cortantes nas diagonais- Vista Longitudinal^[22]

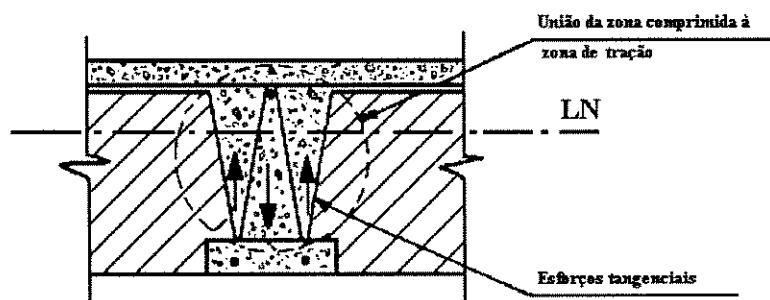


FIGURA 2.3b. Distribuição dos Esforços Cortantes nas Diagonais da Treliça- Corte Transversal^[22]

- pelo fato da sapata da vigota treliçada apresentar certa rugosidade na face superior, (decorrente do próprio processo de fabricação) ou seja, na superfície que entrará em contato com o concreto complementar, a peça é capaz de resistir aos esforços tangenciais provenientes da retração do concreto e também ao cisalhamento quando em regime de utilização, evitando, assim, o surgimento de trincas horizontais na junta de ligação entre as duas partes^[22].

2.4.6- Painéis Pré-fabricados

Os painéis pré-fabricados são de conformação simples e podem ser entendidos como uma extensão das vigotas pré-fabricadas destinadas as lajes nervuradas tradicionais. São formados por uma base de concreto com espessura de 4cm a 5cm, largura de 25cm a 125cm, com um conjunto de tela totalmente englobada e de várias treliças parcialmente englobadas, eletro-soldadas, garantindo uma estrutura flexo-rígida para as operações de transporte, elevação e armazenamento em obra.

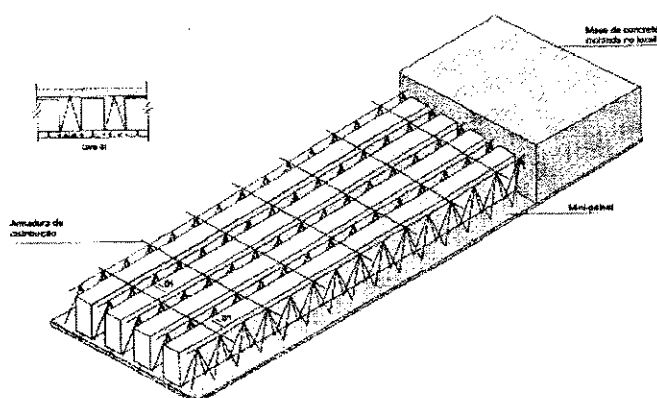


FIGURA 2.4 - Seção transversal do painel^[18]

A vantagem deste tipo de painel pré-fabricado é ter um elemento de grandes dimensões, mas de peso controlado e aliviado (a redução de peso é da ordem de 30% a 40%), permitindo formar uma laje com superfície inferior contínua de concreto armado. Com estes painéis podem ser projetadas tanto lajes unidirecionais quanto bidirecionais, bem como construir lajes maciças. A altura da laje varia de 12cm a 30cm.

Os painéis pré-fabricados fornecem aos operários uma plataforma de trabalho segura, permitindo o empilhamento de painéis e quaisquer outros materiais.

A execução das instalações elétricas e hidráulicas é feita simultaneamente à colocação das lajes e embutida no painel. É feito um planejamento prévio e cauteloso das instalações, objetivando a melhor distribuição.

Para a determinação dos painéis a serem utilizados, os fabricantes^[22] fornecem

tabelas cujo cálculo é executado segundo a NBR 6118/78^[4], e que levam em conta dois parâmetros principais:

- a largura do painel (b);
- a altura total da laje (h).

O fornecimento dos painéis é feito com números que os identificam, atingindo uma colocação de até 200m²/hora. O painel apresenta tecnologia cara e é pouco utilizado no Brasil.

2.5- FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL

2.5.1- Avaliação

Com a união solidária dos elementos do banzo superior, banzo inferior e diagonais, cria-se o modelo estrutural de treliça de banzos paralelos com nós não articulados, que é adotado no dimensionamento do sistema em que, o grau de hiperestaticidade interna (estrutura tridimensional) da treliça, é garantido pela indeslocabilidade dos nós, sendo que a altura h da treliça varia proporcionalmente à espessura da laje.

Deve-se levar em consideração a possibilidade de flambagem da barra do banzo superior, uma vez que a contribuição da inércia individual dos banzos na inércia total da peça faz com que se desenvolvam momentos ao longo das barras^[19].

Durante a etapa de montagem, há necessidade de se fazer uso de escoramento para suportar os esforços oriundos desta fase que são: pesos próprios das vigas treliçadas, dos elementos de enchimento, dos equipamentos, operários e do concreto de capeamento.

2.5.2- Ações a considerar^[1]:

2.5.2.1- Ações permanentes diretas

a- Peso próprio da laje

É o somatório do peso dos componentes pré-fabricados (vigotas pré-fabricadas e elementos de enchimento) e dos materiais complementares (armaduras adicionais e concreto complementar).

b) Peso próprio de duração

São as sobrecargas oriundas de alvenarias, revestimentos, pisos, contra-pisos, etc., que farão parte integrante da sobrecarga total da laje em serviço.

Para o concreto admite-se o mesmo peso específico do concreto armado, 25kN/m^3 .

2.5.2.2- Ações variáveis

a) Ações variáveis normais

Carga distribuída uniformemente sobre a laje em serviço, de acordo com a sua utilização, conforme definido na NBR-6120^[6].

b) Ações de construção

Carga incidente sobre a laje durante a fase de montagem, até que o concreto complementar alcance a resistência definida pelo cálculo estrutural: peso dos operários, ferramentas e instrumentos usados durante a concretagem.

2.6- VALORES COMPARATIVOS DE CUSTO

Foram feitos vários estudos comparativos do custo da laje treliçada em relação a outros tipos de lajes, por fabricantes diferentes cujos resultados são apresentados a seguir:

Lajes Mediterrânea^[22]:

Na sua análise comparativa de custos feita, com base em Janeiro/89, foram comparados dois projetos: a primeira, com solução em laje maciça executada de forma convencional e a segunda solução, com Sistema Treliçado com as tubulações embutidas e paredes diretamente apoiadas sobre a laje.

A economia observada foi de 35,76% com a utilização do Sistema Treliçado.

Laje Trelaçã^[16]:

O fabricante apresenta quadros comparativos mostrando as faixas econômicas de utilização para as estruturas executadas pelo Sistema Convencional, Sistema Trelaçado e Lajes Pré-Moldadas Comuns (como variação do convencional). Os três sistemas foram avaliados em ordem crescente de custo e para três tipos de fôrmas, uma vez que se considerava o tipo de fôrma como fator preponderante na análise econômica, pois variações em seu custo alteram sensivelmente os resultados.

Os resultados foram:

A solução estrutural, com utilização de Laje Trelaç, teve uma redução de 1,08% em relação a solução estrutural com utilização da laje pré-moldada comum e redução de 8,83%, com relação a solução estrutural convencional (laje maciça).

ABRAPEX (Associação Brasileira do Poliestireno Expandido)^[19]:

Em seu estudo comparativo, levou-se em consideração a laje convencional e vários tipos de lajes nervuradas com blocos de EPS (poliestireno expandido), mas serão apresentados somente os resultados referentes à Laje Trelaçada Uni-direcional e à Laje Trelaçada Bi-direcional (Sistema Franca), com utilização de plaquetas pré-fabricadas.

Os resultados foram:

* Considerando as lajes isoladamente:

- com ações usuais:

A Laje Bi-direcional (Sistema Franca) apresentou uma redução de 33,20% e Uni-direcional redução de 16,84%.

- com ações máximas (no limite da flecha admissível):

A Laje Bi-direcional (Sistema Franca) apresentou uma redução de 33,72% e Uni-direcional redução de 9,37%.

* Considerando as lajes e vigas em conjunto:

- com ações usuais:

A Laje Bi-direcional (Sistema Franca) apresentou uma redução de 25,44% e Uni-direcional redução de 13,21%.

- com ações máximas:

A Laje Bi-direcional (Sistema Franca) apresentou uma redução de 27,16% e Uni-direcional redução de 7,36%.

* Considerando lajes, vigas e pilares em conjunto:

A Laje Bi-direcional (Sistema Franca) apresentou uma redução de 27,78% e Uni-direcional redução de 11,04%.

Vale ressaltar que foram utilizados como material de enchimento o EPS (poliestireno expandido - isopor).

Lajes PUMA^[27]:

Não foram feitos cálculos de custos comparativos, mas o fabricante garante a redução de custos em relação ao sistema tradicional de laje maciça. O fabricante recomenda ainda, que devem ser levados em consideração os seguintes fatores: consumo total de concreto, aço, madeira (fôrmas e escoramentos), mão de obra e tempo de execução da edificação. Não basta apenas comparar os custos dos diversos sistemas de lajes e sim a relação custo/benefício.

2.7- O PROCESSO DE FABRICAÇÃO DO SISTEMA TRELIÇADO

2.7.1- Montagem das Fôrmas

As fôrmas para a fabricação das vigotas treliçadas (FIG. 2.5a) e dos mini-painéis (FIG.25b), são feitas em chapas metálicas dobradas tipo calha, com espessura de 3mm.

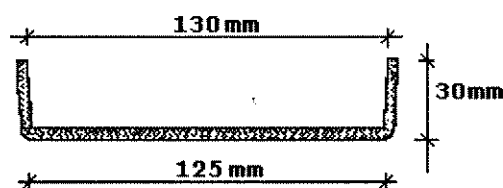


FIGURA 2.5a- Fôrma para Vigas Treliçadas^[22]

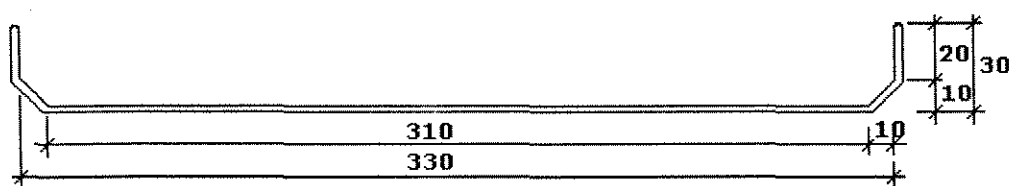


FIGURA 2.5b- Fôrma para Mini-painéis^[22]

Estas fôrmas são colocadas justapostas, no máximo dez fôrmas, para facilitar o trabalho dos operários formando uma pista de concretagem. As fôrmas devem estar apoiadas em base firme (parede de tijolo ou cavalete), com altura variando de 40cm a 60cm (conforme FIG. 2.6) e espaçamento entre apoios de, no máximo, 1,5m evitando, assim, que as peças a serem fabricadas sejam solicitadas a esforços de flexão. O comprimento das vigotas é fixado com a utilização de espaçadores, podendo o comprimento do leito ser de, no máximo, 30m.

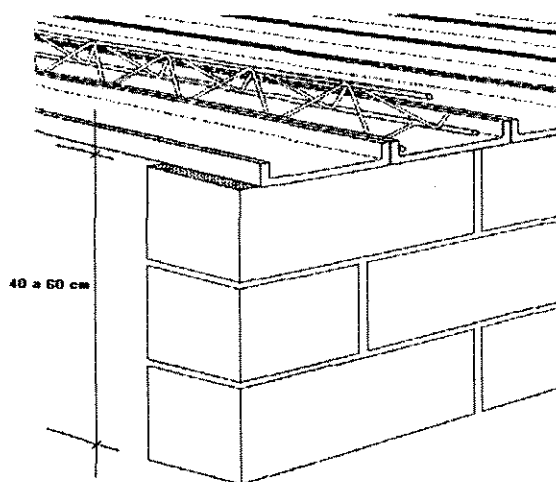


FIGURA 2.6- Base para as fôrmas^[22]

2.7.2- Limpeza e Tratamento das Fôrmas

Após a colocação das fôrmas sobre os apoios procede-se a limpeza destas, tomando-se o cuidado de retirar, com uma espátula de metal de largura igual à da fôrma, todas as sobras de concreto que ficaram após a desforma anterior (FIG. 2.7a).

Feita a limpeza das fôrmas aplica-se à estas, antes de cada concretagem, um desmoldante (óleo anti-aderente) para facilitar a desforma das vigotas quando do concreto já endurecido, evitando que as mesmas possam vir a ser danificadas, conforme FIGURA 2.7b.

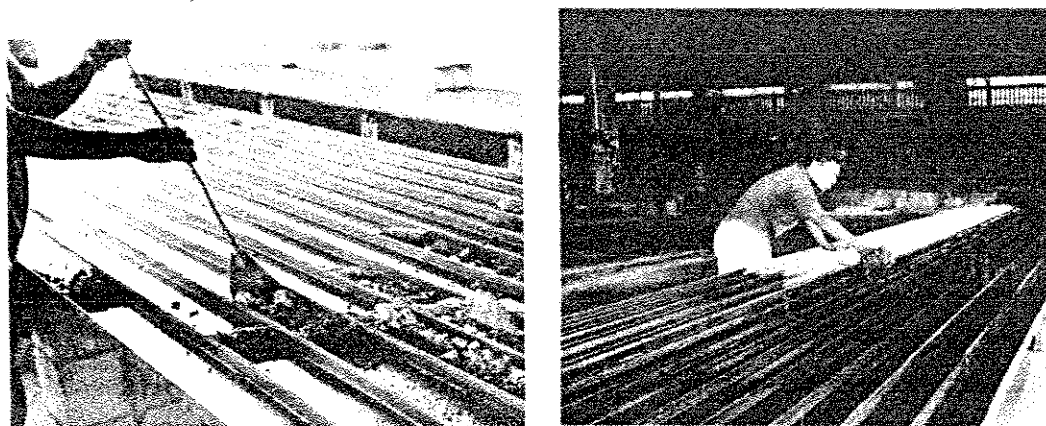


FIGURA 2.7a e FIGURA 2.7b- Limpeza e aplicação do desmoldante nas fôrmas^[22]

2.7.3- Aplicação do Concreto

O concreto utilizado na fabricação da sapata da vigota deve possuir apenas agregados miúdos, procurando, assim, obter um concreto com plasticidade adequada, sendo este adensável sem maiores problemas.

O concreto é lançado sobre a pista de fôrmas através de carrinho ou com o auxílio de uma caçamba içada por uma talha ou ponte rolante e espalhado com rolo ou colher de pedreiro, sarrafos de madeira ou régua de chapa, de forma a preencher todas as fôrmas, de acordo com a FIGURA 2.8. São colocadas nas cabeceiras das fôrmas, chapas separadoras de poliestireno (isopor) com a finalidade de impedir o vazamento de concreto das fôrmas durante o seu lançamento.



FIGURA 2.8- Lançamento do Concreto^[22]

2.7.4- Colocação das Barras Adicionais de Armadura

Caso seja necessário, logo após a aplicação do concreto, são colocadas as barras da armadura adicional, que podem ser do tipo CA50 (barras retas) ou CA60 (bobinado), que no caso bobinado são cortadas e endireitadas (FIG. 2.9). Estas barras adicionais complementam a área de armadura necessária para absorver os esforços de tração oriundos da flexão.

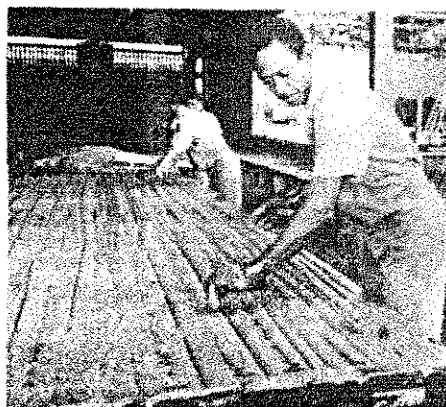


FIGURA 2.9- Colocação dos Adicionais^[22]

2.7.5- Colocação das Treliças

Em seguida, procede-se a colocação da armação treliçada (FIG. 2.10), tomando-se precauções no sentido de posicionar as barras do banzo inferior totalmente envolvidas no concreto e as barras adicionais internamente à base da treliça. Esta colocação é feita manualmente, com movimentos de vai e vem para o posicionamento correto, sendo que não é necessário vibrar o concreto devido sua plasticidade.



FIGURA 2.10- Colocação das Treliças^[22]

2.7.6- Separação das Vigas Treliçadas

São utilizados espaçadores de isopor com 5cm ou 7cm, que são colocados nas extremidades das vigas. Estes espaçadores, além de separar uma viga da outra, proporcionam a fabricação das vigas com maior número de barras adicionais nas extremidades. Estas barras adicionais permitem a ancoragem das barras da nervura na viga de apoio. O comprimento da viga é medido entre as faces externas do concreto e não pelo comprimento das barras adicionais.

Quando não há necessidade de barras adicionais, as vigas não possuem excesso. Os fabricantes não deixam clara a informação de como se faz a ancoragem para este caso.

As FIGURAS 2.11a e 2.11b mostram as dimensões dos espaçadores bem como a sua colocação e utilização nas vigas.

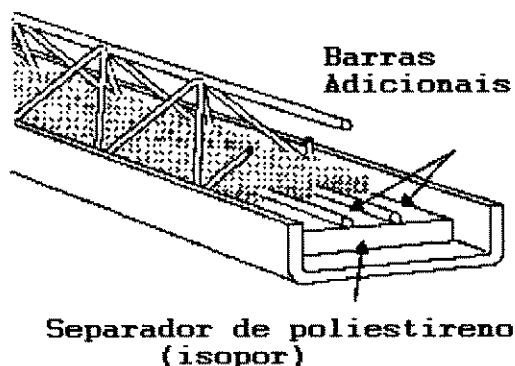
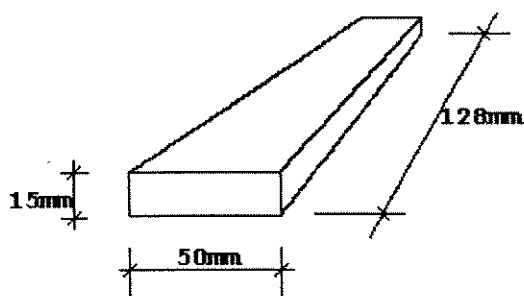


FIGURA 2.11a- Espaçadores de poliestireno^[22]

FIGURA 2.11b- Vista Esquemática: colocação dos espaçadores^[22]

2.7.7- Identificação das Vigas

Os fabricantes ressaltam a necessidade de identificar as vigas após o término da produção, cujos códigos devem estar sempre do lado definido pelo relatório. Esta identificação visa evitar erros de fornecimento e aplicação tanto na fábrica quanto na obra. Como exemplo tem-se^[19]:

TR 16/55/15

Treliça com:

altura: $h = 16\text{cm}$

comprimento: $\ell = 5,5\text{m}$

classe da treliça: 15

Por classe da treliça entende-se a composição de diâmetros das barras da treliça mais diâmetro das barras adicionais (área de armadura positiva das vigas treliçadas)

Os fabricantes fornecem tabelas com as características das armaduras treliçadas, cuja identificação de cada tipo de treliça é feita através de um conjunto de símbolos, por exemplo: TR-08634

TR- caracteriza a armadura em treliça;

08- indica a treliça com 8cm de altura;

6- indica a bitola $\phi 6$ da barra superior da treliça;

3- indica a bitola $\phi 3,4$ das barras diagonais;

4- indica a bitola $\phi 4,2$ das barras inferiores.

Para a armadura adicional o fabricante fornece também a tabela para sua composição, levando em conta a classe e o tipo de armadura treliçada (TAB. A 3.4).

Outro fabricante^[14] vê a necessidade de colocação de uma etiqueta ou uma marca indelével feita no plano de fixação de cada treliça antes do lançamento do concreto.

2.7.8- Desforma e Estocagem

A desforma é feita após um dia de concretagem, iniciando pelas primeiras peças fabricadas. Recomenda-se^[12, 13, 14] que o concreto tenha atingido uma resistência à tração de, no mínimo, 2MPa.

A estocagem é feita com empilhamento das vigas umas sobre as outras, separadas por ripas com espaçamento de, no máximo, 2,5m, alternando a colocação de vigas e ripas, que devem estar perfeitamente alinhadas verticalmente para evitar tensões concentradas que possam provocar deformações no banzo superior da treliça (FIG. 2.12).

O içamento das vigas até o local de estocagem é feito através de guindaste ou ponte rolante, para maior produtividade.

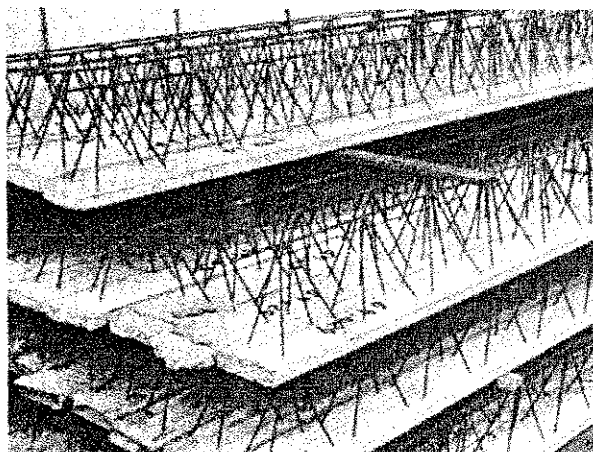


FIGURA 2.12- Estocagem^[22]

2.7.9- Outro Processo de Fabricação

Um fabricante^[22] possui outro processo de fabricação em que se utilizam peças cerâmicas, chamadas “fundelos”, em substituição às fôrmas metálicas. Neste processo eliminam-se as operações 2.7.2 - Limpeza e tratamento das fôrmas, 2.7.6 - Separação das vigas treliçadas e parte da desforma e cura. A FIGURA 2.13 mostra o fundelo e as dimensões de sua seção transversal.

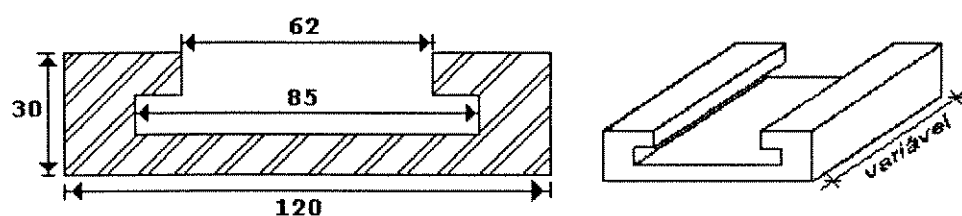


FIGURA 2.13- Fundelo Cerâmico^[22]

A operação com os fundelos pode ser feita manualmente ou mecanicamente, o que apresenta maior produtividade.

Os fundelos são colocados sobre trilhos (do equipamento). Após a colocação dos fundelos, são posicionadas as barras adicionais no interior dos fundelos. Em seguida, apoia-se a treliça sobre os fundelos de modo que as barras do banzo inferior se encaixem nos canais

laterais internos destes, através de pistões hidráulicos ou pneumáticos próprios do equipamento. A treliça fica presa à base formada pelos funделos, esperando o lançamento do concreto, que é feito através do próprio equipamento. Enquanto o concreto é lançado, a viga é balançada longitudinalmente permitindo a distribuição e o adensamento uniforme do concreto.

As vigas concretadas são levadas até o local de estocagem e cura, sendo liberado o equipamento para a produção de novas vigas. Como os funделos fazem parte integrante da viga, não há necessidade de desforma destes. A FIGURA 2.14 mostra o encaixe da treliça no funделo.

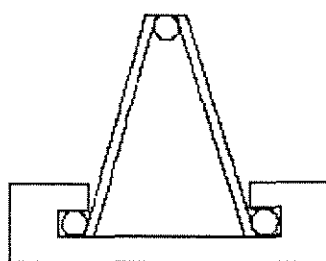


FIGURA 2.14- Encaixe da treliça no funделo^[22]

2.8- ARMADURA COMPLEMENTAR

Armadura complementar é a armadura adicionada na obra, a qual deve ser devidamente quantificada, dimensionada e disposta de acordo com o cálculo estrutural e projeto de execução.

2.8.1- Armadura Complementar positiva ou longitudinal

É a armadura colocada, quando necessária, na sapata das vigas treliçadas complementando a área de seção positiva do aço não englobada pelo banzo inferior da treliça, com a função de absorver os esforços de tração, oriundos da flexão. Caso se faça necessário, é possível colocar uma parte suplementar da armadura adicional em uma segunda camada, sobre a sapata, por ocasião da concretagem da laje (FIG.2.15).

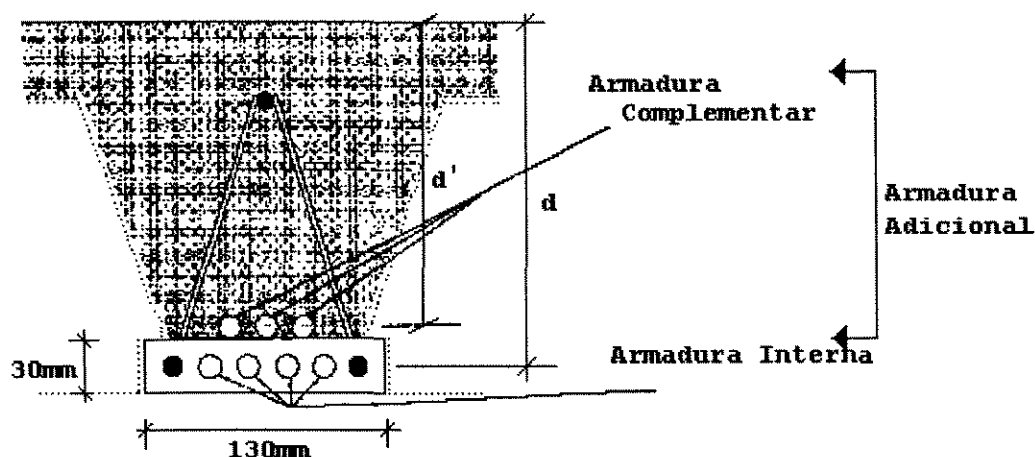


FIGURA 2.15- Posicionamento da Armadura Adicional Positiva^[23]

Para garantir a ancoragem recomenda-se^[27] que pelo menos 50% da seção transversal da armadura para absorver o maior momento fletor positivo chegue até os apoios. E a eficiência na ancoragem aumenta quando são feitos ganchos nas extremidades das barras que chegam até os apoios.

A NBR-6118/78^[4] recomenda no seu item 6.3.1.2 o prolongamento, até cada um dos apoios de vigas simples ou contínuas, de parte da armadura de tração, correspondente à 1/3 desta área na seção de momento máximo no tramo, e estas barras devem ser ancoradas de acordo com o disposto no item 4.1.6.2 da mesma Norma.

O espaçamento mínimo entre barras deve ser respeitado de acordo com o item 6.3.2.2, não sendo menor que 2cm ou menor que o diâmetro das barras e nem 1,2 a dimensão máxima do agregado, para as camadas horizontais e metade da mesma dimensão no plano vertical, quando forem utilizados mais de uma camada, o que faz reduzir o braço de alavanca z . Quando se trabalha com feixes de barras, devem ser feitas as devidas correções para garantir os níveis mínimos de aderência requeridos pelo sistema. E quando forem previstas emendas por traspasse, as justaposições entre as barras, em toda a extensão da peça, deve ser tal que o espaçamento livre entre emendas obedeça ao prescrito no item 6.3.5.2 da NBR 6118/78^[4].

2.8.2- Armadura Complementar Negativa

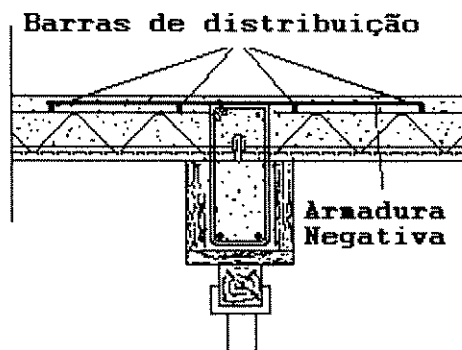


FIGURA 2.16- Detalhe da Disposição da Armadura Negativa sobre o apoio^[25]

A FIGURA 2.16 mostra a armadura complementar negativa que pode ser disposta nas extremidades ou nos apoios das lajes treliçadas, posicionada na capa de concreto complementar, com as seguintes funções:

- absorver a fissuração, contribuindo para efetivar a vida útil da estrutura;
- absorver os esforços de tração, provenientes do momento fletor negativo, no caso de considerar vigas contínuas.

2.8.3- Armadura Complementar de Distribuição

Nas lajes armadas numa só direção e nas lajes nervuradas, deve ser posicionada na capa, transversalmente às vigotas e, eventualmente, longitudinalmente com duas funções:

- distribuição transversal de ações concentradas incidentes sobre as lajotas, cuja armadura tem a função positiva de combate à tração e à fissuração, combinada com a resistência que o concreto de capeamento oferece. As barras são dispostas transversalmente às vigotas e a 1cm acima do material inerte. Este posicionamento é favorecido pela presença da barra negativa da armação treliça que oferece apoio para as barras;
- absorver as tensões de cisalhamento que surgem entre a alma das vigas treliçadas e as abas da mesa de compressão do concreto de capeamento.

A NBR 6118/78^[4] - no seu item 6.3.1.1 diz que nas lajes armadas numa só direção e nas lajes nervuradas, a armadura de distribuição por metro de largura da laje deve ter seção transversal de área igual ou superior à 1/5 da área da armadura principal, com um mínimo de

0,9cm² / m e ser composta de pelo menos três barras. É recomendável que a armadura de distribuição esteja posicionada na capa do concreto complementar.

2.8.4- Armadura Complementar Transversal

Nas lajes nervuradas unidirecionais a armadura complementar transversal é aquela que compõe as nervuras de travamento. Para as lajes nervuradas armadas nas duas direções, compõe a armadura positiva transversal.

É usada quando se verifica que o cisalhamento oriundo da força cortante não foi combatido satisfatoriamente pelo concreto na alma da nervura. Para que não haja desperdícios de concreto e acréscimo de peso próprio da laje, é colocada uma calha cerâmica ou de concreto pré-moldado junto às nervuras, transversais às vigotas, impedindo a penetração de concreto nos vazios dos blocos vizinhos.

2.9- PROCEDIMENTOS PARA A DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DAS VIGOTAS TRELIÇADAS

2.9.1- Lajes Mediterrânea^[22]

2.9.1.1- Considerações

É fornecido pelo fabricante um manual de tabelas práticas^[23], o qual contém as informações necessárias para se determinar a armadura positiva em apoio simples para as lajes treliçadas, para espessuras da laje (β) variando entre 10cm a 35cm, com intereixo (i) de 40cm, 45cm e 50cm e sobrecargas de 0,3; 0,5; 1,; 1,5; 2,0; 3,5 e 5,0kN/m².

Como nota, será feita a descrição passo a passo de como consultar as tabelas.

O sistema permite variações de:

- intereixo (i)= é a largura da viga treliçada, que o fabricante adota como de 13cm, mais a largura do material de enchimento (ℓe).

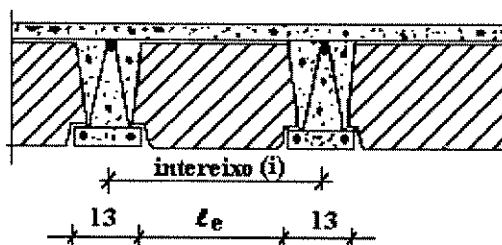


FIGURA 2.17- Seção Transversal Genérica da Laje Treliçada^[23]

para $i = 40\text{cm} \Rightarrow \ell_e = 27\text{cm}$

$i = 45\text{cm} \Rightarrow \ell_e = 32\text{cm}$

$i = 50\text{cm} \Rightarrow \ell_e = 37\text{cm}$

- espessura da laje (β): é a distância entre o plano inferior e o plano superior da laje acabada, já com a capa de concreto complementar lançado, adensado e regularizado.

- sobrecargas conforme vistas no item 2.5.2.2, considerando uma sobrecarga extra de 50kgf/cm^2 de revestimento somada ao valor de cada sobrecarga adotada.

- condições estáticas: para as tabelas foi considerada vinculação exclusivamente em apoio simples.

- peso próprio: conforme considerado no item 2.5.2.1.

- tipos de elementos de enchimento: consideram-se blocos de concreto, blocos cerâmicos e isopor, por serem estes os materiais mais utilizados.

- f_{ck} da viga treliçada- mínimo de 18MPa.

- f_{ck} da capa de concreto complementar - mínimo de 15MPa.

- tipo de aço utilizado.

2.9.1.2- Roteiro

2.9.1.2.1- Levantamento de dados

Estes dados são necessários para acessar as tabelas e são obtidos da análise do

projeto, tais como: verificar a função da laje (piso ou forro) para estimar a espessura da laje seguindo as especificações das normas brasileiras ou as exigências do projeto, verificar a localização de paredes sobre a laje, para que possam ser consideradas de acordo com as prescrições da norma.

Para a especificação da espessura da laje treliçada, considera-se o vão a ser vencido e a sobrecarga a suportar.

O valor da sobrecarga é definido de acordo com a NBR 6120/80^[6]. Já para o vão, procura-se por economia trabalhar com a laje no sentido do menor vão, caso isto seja possível. Este vão a considerar, é o vão teórico definido de acordo com o item 3.3.2.3 da NBR 6118/78^[4]. Como ainda não se conhece a espessura real da laje, passa-se a utilizar o que o fabricante denomina de “vão consultivo”, que é a distância entre centros de apoio.

Nesta etapa é preciso definir o entreixo (i) entre vigas e este fica determinado em função da largura do material de enchimento ℓ_e utilizado ($i = \ell_e + 13\text{cm}$).

Tendo-se o valor da sobrecarga, do vão consultivo e do entreixo, procura-se nas tabelas qual a espessura efetiva de laje que atende às três exigências simultaneamente.

Para o “comprimento de concreto” das vigas treliçadas normais, adota-se como critério:

- apoio em alvenaria = vão livre + 10cm
- apoio em viga = vão livre + 10cm
- apoio em vigas invertidas = é analisado cada caso em particular.

2.9.1.2.2- Determinação da classe da Viga Treliçada

Na primeira coluna da esquerda da mesma tabela utilizada anteriormente, é possível determinar a classe da viga e ainda podem ser retirados a altura da treliça (que varia de acordo com a espessura na laje) e a altura do bloco utilizado e, conseqüentemente a espessura da capa de concreto complementar.

2.9.1.2.3- Determinação da área de aço da Viga Treliçada

Determinada a classe da viga treliçada, é possível encontrar a sua área de aço através

da tabela de correspondência classe $\times$ área (TAB. A3.1) e esta área encontrada é dita Área de Cálculo (A_{calc}).

2.9.1.2.4- Tipo de Treliça

A treliça não varia apenas com relação à sua altura (h), podendo-se ter várias combinações de bitolas referentes às barras do banzo superior, banzo inferior e diagonais.

A TABELA 2.1 mostra os tipos mais usuais de treliças (linha normal de produção):

TABELA 2.1- Tipos mais usuais de Treliças^[23]

<i>Código</i>	<i>A_{s, sup}</i>	<i>A_{s, diag}</i>	<i>A_{s, inf}</i>
TR 08634	6,0	3,4	4,2
TR 12645	6,0	4,2	5,0
TR16746	7,0	4,2	6,0
TR 20756	7,0	5,0	6,0
TR 25856	8,0	5,0	6,0

2.9.1.2.5- Cálculo de área de armadura adicional

Encontrada no item 2.9.1.2.3, a área de cálculo (A_{calc}) é a área de aço composta pelas barras do banzo inferior da treliça ($A_{s,inf}$), que é denominada área $A_{treliça}$ e a área de aço adicional (A_{adic}).

$$A_{adic} = (A_{calc} - A_{treliça}) \times k$$

onde: $k = 1,2$ para barras do tipo CA50

$k = 1,0$ para barras do tipo CA60

Esta área calculada de aço adicional em cm^2 , é transformada em número de barras variando em função do tipo de treliça utilizada, uma vez que há variação de bitola para as barras inferiores.

2.9.1.2.6- Determinação da composição dos aços adicionais

O fabricante elaborou, em função da classe da vigota trelaçada e do tipo de treliça a

ser utilizada, uma tabela com a composição de aço adicional, devendo-se, portanto, encontrar aquela que seja a mais adequada (TAB.A.3.1).

2.9.1.2.7- Ordem de serviço

Determinadas as especificações anteriores, passa-se à execução das vigotas treliçadas, através da ordem de serviço que contém todas as informações para a fabricação.

Na ordem de serviço deverá conter o número das vigotas treliçadas, que é calculado dividindo-se a largura da laje pelo valor do intoreixo (i), e, também, o código da vigota treliçada, o qual informa a treliça a ser utilizada, seu comprimento e classe (com a composição de aço adicional respectiva) codificadas como visto no item 2.7.7.

O fabricante adota como critério para a execução do excesso de ferragem adicional^[23].

“a) vigas treliçadas sem ferragem adicional não possuirão excesso.

b) vigas com ferragem adicional possuirão excesso de 5,0cm em cada extremidade, salvo casos especiais de ancoragem, em que se necessita de um maior comprimento. Neste caso, serão sempre múltiplos de 5,0cm, utilizando-se mais de uma bolacha em cada extremidade.

Nota: o comprimento da viga é sempre medido em relação ao comprimento de concreto; o excesso de ferragem não é computado”

As vigotas são posteriormente codificadas para total controle de estoque quando em obra.

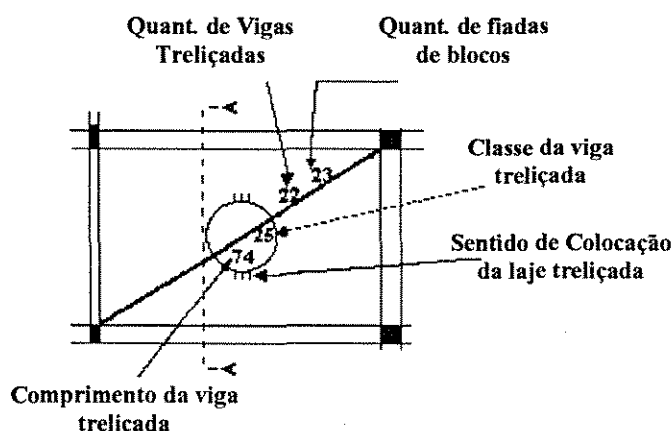


FIGURA 2.18- Planta de execução simplificada para colocação em obra de uma laje treliçada^[23]

São especificados também, quando utilizados, a nervura de travamento, armadura negativa e distribuição, instruções sobre escoramentos e detalhes de colocação, conforme FIGURA 2.18.

2.9.2- Lajes Treliça^[16]

O fabricante utiliza ábacos para o pré-dimensionamento de uma laje nervurada com utilização dos elementos pré-moldados treliçados. São ábacos para determinação da altura total (elemento de enchimento + capa de concreto), da altura para lajes sem capa e para comparação de custos.

Nas lajes executadas com sistema treliçado, pode-se dispensar vigamentos intermediários que recebem as ações de paredes e o lançamento das vigas para formação dos painéis deve obedecer aos seguintes critérios:

- Deve haver vigas em todo o contorno do pavimento, com pilares também dispostos ao longo deste contorno e, de preferência, que os pilares intermediários, quando necessários, estejam alinhados.
- Deverão ser dispostas vigas de ligação entre pilares na direção perpendicular à de colocação das lajes, pois as lajes treliçadas serão apoiadas nestas vigas. Para favorecer o critério de continuidade das lajes, quando for possível, estas devem ser colocadas em uma única direção, gerando economia, mesmo que, para obedecer a continuidade seja necessário utilizar o maior vão. As duas soluções devem ser avaliadas com critérios para escolher a que apresente menor relação custo/benefício.
- As nervuras transversais devem ser utilizadas para distribuição das ações provenientes das paredes, uma vez que estas apoiam diretamente sobre as lajes treliçadas.
- Tubulações e ralos podem ser embutidos diretamente nos elementos de enchimento e, quando a altura for insuficiente, usar forro falso, para dar continuidade aos painéis assim formados.
- Características técnicas para o dimensionamento:

O fabricante recomenda, para a utilização dos elementos pré-moldados treliçados, certos procedimentos de dimensionamento para a determinação das características, bem como

do consumo de materiais.

Pelo fato de haver uma perfeita solidarização entre concreto complementar e as vigas treliçadas, o que confere à estrutura um comportamento monolítico, os critérios utilizados para seu cálculo estrutural são os mesmos recomendados para as estruturas de concreto armado. O fabricante adota como base para o dimensionamento das lajes nervuradas, os mesmos critérios e recomendações da NBR 6118/78^[4] referentes às lajes maciças ou às vigas de seção “T”.

Deve-se levar em conta na elaboração do projeto de cada painel a definição das ações e eventualmente a largura dos painéis.

O fabricante elaborou para o caso de pré-dimensionamento, ábacos, os quais contêm informações sobre a altura do painel acabado, determinação do custo, peso próprio e volume de concreto, bem como das características dos materiais utilizados e suas disposições construtivas.

2.9.2.1- Ábacos

2.9.2.1.1- Ábacos de altura

Através destes ábacos se determina a altura total da laje (elemento de enchimento + capa de concreto complementar), levando em consideração se a laje é bi-apoiada ou é formada por painel contínuo em ambas as extremidades. Na continuidade dos painéis considera-se a estimativa dos momentos de engaste parcial, fração esta obtida do momento positivo da peça considerada isostática.

A relação entre a altura total e a espessura da capa é dada por:

$$c = \frac{h_t}{7,5} + 1 \text{ cm} \quad \text{com} \quad 3 \text{ cm} \leq c \leq 5 \text{ cm}$$

2.9.2.1.2- Ábacos de altura para lajes sem capa (c)

Através destes ábacos determina-se a altura do elemento de enchimento e a largura b_w da base, necessárias para a construção dos painéis de laje sem capa de concreto, solução esta aplicada a pequenos vãos diminuindo o peso próprio da estrutura, bem como diminuindo seu custo, uma vez que ocorre redução de concreto pela não utilização da capa. É utilizada

apenas uma camada de argamassa de areia e cimento (1 a 1,5cm) a fim de proteger a armadura de distribuição.

2.9.2.1.3- Ábacos de custo

São utilizados para fins de comparação de custo tomando-se vãos diferentes. Para o custo do fabricante e sua comparação com custo de soluções que envolvam outros materiais e métodos, não é recomendado o uso destes ábacos, uma vez que estes sofrem variações em função das aplicações em que levam em conta a continuidade dos painéis, a presença de cargas concentradas transversais às nervuras e peculiaridades de projeto. O fabricante recomenda que o custo real deve ser feito pelos seus Engenheiros.

Foram considerados os seguintes aspectos para a elaboração dos ábacos de custo:

- custo dos elementos pré-moldados treliçados colocados em obra;
- custos dos elementos de enchimento colocados em obra;
- custo da armadura complementar fornecida pelo cliente;
- custo do concreto de resistência característica de 15MPa fornecido pelo cliente;
- não foi considerado custo do escoramento, caso seja necessário.

2.9.3- Lajes Puma^[25, 26]

O fabricante fornece tabelas que contém sua linha de produção para os elementos pré-moldados treliçados, sendo que as lajes devem vir identificadas em função do comprimento da vigota e das ações que atuarão na laje. Ele também fornece tabelas para a armadura negativa a ser utilizada em balanço e tabelas com as armaduras adicionais para sobrecargas variando de 0,5 a 10kN/cm², com vinculação em apoio simples ou engaste que só permita rotação do nó, para alturas (β) de 10cm, 11cm, 16cm, 20cm e 24cm. Nestas tabelas também é fornecido o comprimento máximo das vigas.

Também é fornecida a armadura de distribuição, calculada de acordo com os critérios da norma NBR 6119^[5]. A área de armadura dos elementos pré-fabricados varia de acordo com o vão máximo, a altura β e a sobrecarga.

2.9.4- CPT - Planchers^[12, 13, 14]

2.9.4.1- Vigas Tipo A

As lajes treliças são fornecidas em três alturas: 14cm, 20cm e 30cm, largura da base de 13cm com base inferior de espessura 5cm para as alturas 14cm e 20cm e 7cm para a altura de 30cm. O material de enchimento é bloco de concreto de agregado leve. O peso próprio das vigas varia de 0,182 a 0,248 kN/m².

A FIGURA 2.19 apresenta os detalhes para as Vigas Tipo A:

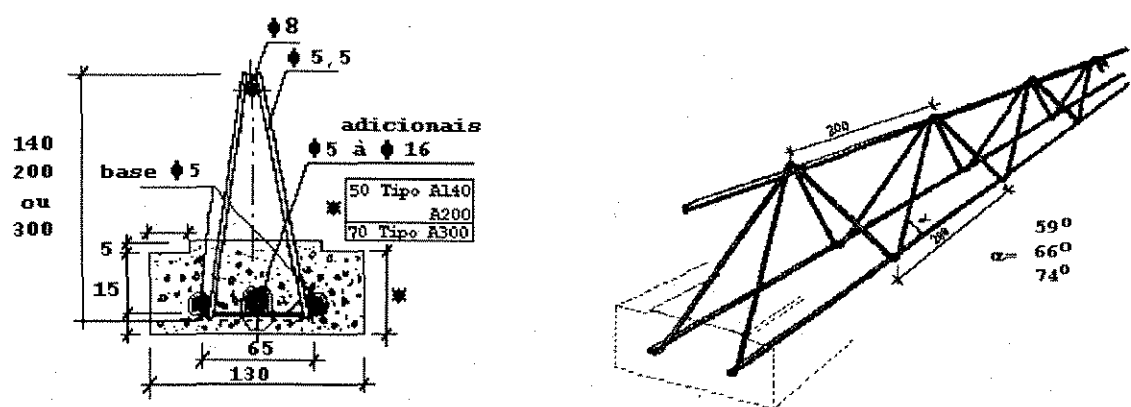


FIGURA 2.19- Corte transversal e Vista longitudinal: vigas pré-fabricadas Tipo A^[14]

As vigas possuem intereixo de 50cm, 60cm ou 62,5cm, sendo que a distância entre escoras não pode exceder de 2m.

TABELA 2.2- Características das lajes acabadas^[14]

Tipo de Viga	Material Enchimento	h _t + c (cm)	Intereixo (cm)	Peso Próprio (kN/m ²)
A 140	conc. leve	14+4	50	2,35
		14+5	50	2,60
A 200	conc. leve	20+4	50	2,65
		20+5	50	2,90
A 300	conc. leve	30+4	50	3,25
		30+5	50	3,50

2.9.4.2- Painel Intersig- tipo GF

O fabricante também fornece os painéis de laje formados por vigas treliçadas com a denominação de “Intersig”, sendo apresentado o tipo GF (grande formato) com 4,5cm de espessura de base e largura do painel de 1,2 e 2,4m para os mais utilizados.

A treliça é composta de:

- duas barras de aço posicionadas na base: ϕ 6mm;
- uma barra de aço posicionada na face superior: ϕ 8mm;
- os sinusoides: ϕ 5,5mm com passo de 20cm.

O elemento pré-moldado de laje é fornecido nas alturas de: 7,5cm; 8,5cm; 9,5cm; 10,5cm; 11,5cm; 12,5cm; 14cm; 16cm; 18cm; 20cm e 24cm. O entreixo dos “mini-painéis” pode variar de 30cm a 75cm e a distância dos “mini-painéis” à borda lateral da laje não deve ultrapassar 30cm. Na fabricação dos painéis são colocados espaçadores de poliestireno entre estes. Todo o processo de fabricação é feito por máquinas automáticas sendo os fios de aço das as treliças soldadas. As FIGURAS 2.20a e 2.20b apresentam as características dos painéis.

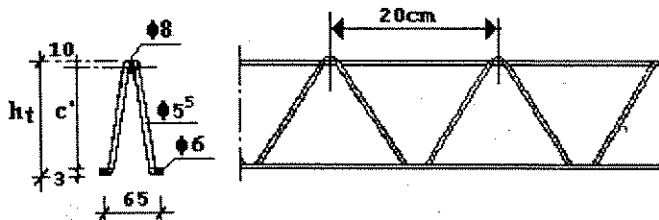


FIGURA 2.20a- Corte transversal e longitudinal: Viga Tipo GF^[14]

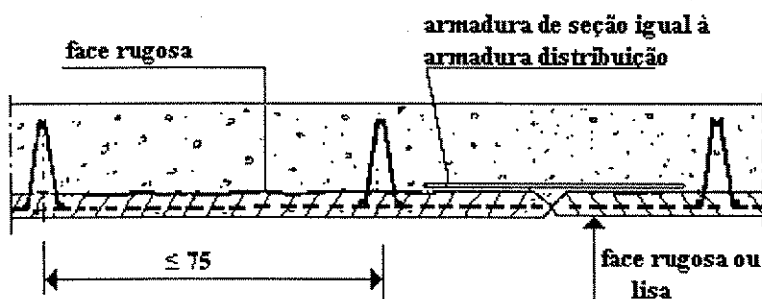


FIGURA 2.20b- Corte transversal: Laje Pré-fabricada Tipo GF⁽¹⁴⁾

A TABELA 2.3 apresenta as características das treliças para os painéis de laje GF:

TABELA 2.3- Características das Treliças para os Painéis de laje GF^[14]

Tipo	h_t (mm)	c' (mm)
GF 75	75	62
GF 85	85	72
GF 95	95	82
GF 105	105	92
GF 115	115	102
GF 125	125	112
GF 140	140	127
GF 160	160	147
GF 180	180	167
GF 200	200	187
GF 240	240	227

2.9.4.3- Laje do tipo S.L.P.

É uma laje nervurada em concreto armado, com vigas leves treliçadas solidarizadas à uma base de concreto, com material de enchimento em bloco de concreto e com material complementar da nervura colocado em obra.

As vigas são constituídas de:

- banzo superior: uma barra lisa com ϕ de 8mm.
- banzo inferior: duas barras de base "Sitrafil" de diâmetro $\phi 6\text{mm}$ à $\phi 12\text{mm}$.
- os dois banzos são ligados por uma treliça formada de barras de diâmetro $\phi 4\text{mm}$; $\phi 4,5\text{mm}$ ou $\phi 5\text{mm}$ dobrada em forma de sinusóide, com passo de 200mm.

Esta união se dá através de solda feita por máquina automática. As barras no comprimento desejado são cortadas por tesoura, sendo que o comprimento normal para estocagem é de 12m.

O banzo inferior é colocado internamente à base de concreto de dimensões 4cm x12cm. As barras de reforço são colocadas antes da concretagem no talão de concreto.

TABELA 2.4- Características das vigas S.L.P.^[14]

Alt. Treliça (cm)	Alt. Total (cm)	φ Inferior	φ Treliça	φ Superior	Peso Próprio da Viga (kgf/m)
10	11,7	2 φ6 a 2 φ12	φ 4	φ 8	12,6 a 14,0
14	15,7	2 φ6 a 2 φ12	φ 4,5	φ 8	12,7 a 14,1
18	19,7	2 φ6 a 2 φ12	φ 4,5	φ 8	13,0 a 14,3

As FIGURAS 2.21a e 2.21b apresentam as características das Vigas tipo S.L.P.

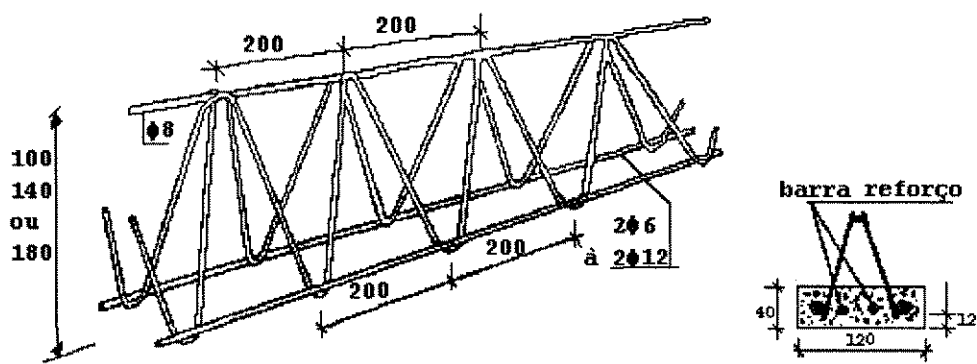


FIGURA 2.21a- Vista longitudinal e corte transversal: Viga Tipo S.L.P.^[14]

Barras de reforço ao esforço cortante:

φ 5 para armadura com passo de 200mm para Tipo A

φ 5 ou φ 6 para armadura com passo de 200mm para Tipo B, como mostra a FIGURA 2.21b.

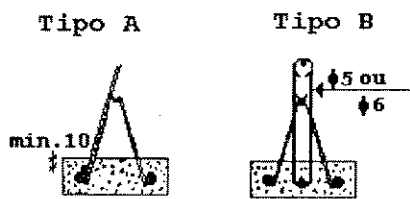


FIGURA 2.21b- Detalhe do corte transversal^[14]

O material de enchimento é em blocos de concreto:

- placas negativas de 6cm e 7,5cm de espessura;
- blocos crus de alturas 12cm, 15cm, 16cm, 18cm, 20cm e 22,0cm e com um intereixo de 60cm e para altura de 25cm e 30cm um intereixo de 50cm.

TABELA 2.5- Características das lajes acabadas tipo S.L.P.^[14]

Alt. Treliça (cm)	Natureza do Mat. Ench.	h _t + c (cm)	Intereixo (cm)	Escoras (m)	Peso (kgf/m ²)
10	concreto	12+4	60	1,90	255
10	concreto	15+4	60	1,75	275
10	concreto	16+4	60	1,70	280
10	concreto	4+10	60	1,30	340
10	concreto	4+12	60	1,20	390
14	concreto	16+4	60	1,90	280
14	concreto	18+4	60	1,85	295
14	concreto	20+4	60	1,80	315
14	concreto	7,5+12,5	60	1,10	490
14	concreto	18+4	60	2,00	295
18	concreto	20+4	60	1,95	315
18	concreto	22+4	60	1,80	360
18	concreto	25+4	50	1,85	400
18	concreto	25+5	50	1,75	425
18	concreto	30+4	50	1,65	440
18	concreto	30+5	50	1,60	465

2.9.4.4- Laje “Trifer”

Laje nervurada em concreto armado, com vigas leves pré-fabricadas em treliças metálicas unidas à uma base de concreto, com material de enchimento em blocos de concreto e mesa de compressão em concreto lançado em obra.

O banzo inferior é constituído por barras de ϕ 8 ou ϕ 10 HA com uma tensão limite de $f_y = 44\text{kgf/mm}^2$. As barras de reforço de classe no mínimo igual a Fe E 40.

As diagonais da treliça Warren devem ter ϕ 4 ou ϕ 5 lisas italianas, ao passo de 18cm, com $f_y = 44,0\text{kgf/mm}^2$.

A base da viga é em concreto de seção retangular de largura 12cm na parte inferior e 12,7cm na parte superior, criando uma ligeira inclinação para facilitar o encaixe do material inerte e com altura de 4cm.

Os agregados do concreto devem apresentar diâmetros característicos menores que 8mm e com o consumo mínimo de cimento de 400kg por metro cúbico de concreto.

As FIGURAS 2.22a e 2.22b apresentam os detalhes das Vigas Tipo “Trifer”.

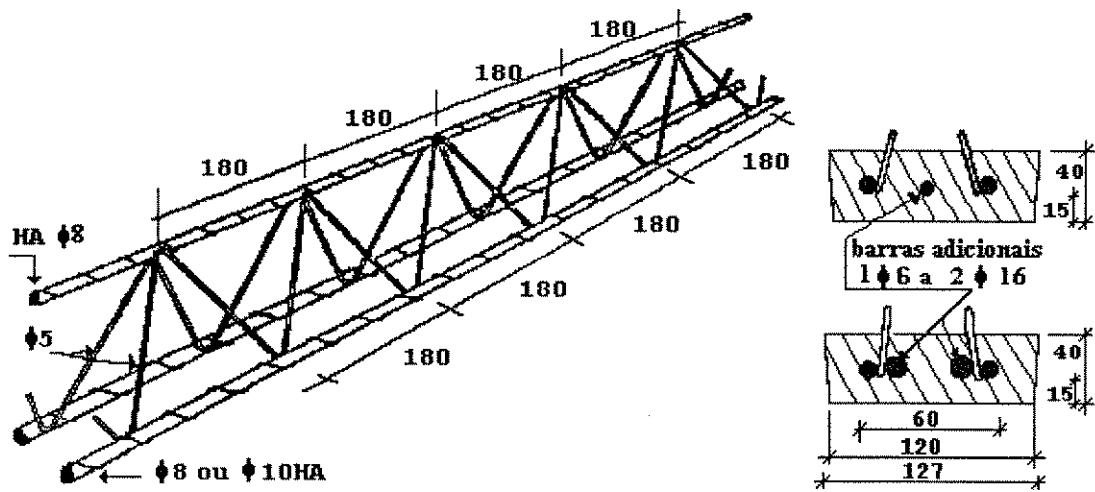


FIGURA 2.22a- Vista longitudinal e corte transversal (base de concreto): Viga Tipo TRIFER^[14]

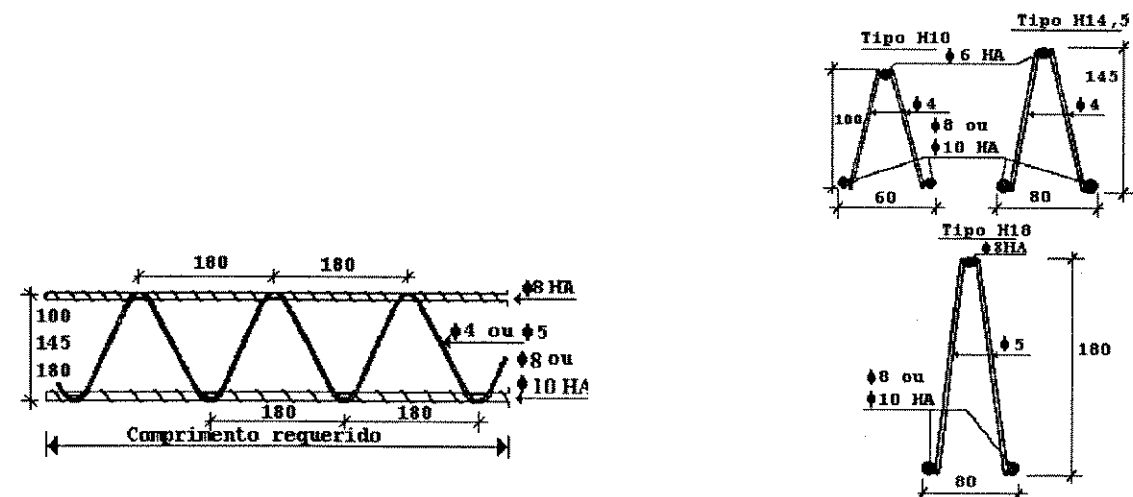


FIGURA 2.22b- Esquema das Armaduras: Viga Tipo TRIFER^[14]

O cobrimento deve ser de 1,5cm.

Existem três alturas de vigas cujas características são apresentadas na TABELA 2.6:

TABELA 2.6- Altura das Vigas Triffer⁽¹⁴⁾

Tipo	Alt. total (mm)	ϕ barras superior	ϕ treliça	Passo da Treliça (mm)	Peso (kgf/m)
H10,0	100	ϕ 8	ϕ 4	180	12,5
H14,5	140	ϕ 8	ϕ 4	180	13,2
H18,0	180	ϕ 8	ϕ 5	180	14,0

Quando for necessário reforçar a laje ao esforço cortante, têm-se duas soluções:

- colocar uma segunda treliça metálica de mesmo tipo (mesma altura) e encaixá-la na treliça da viga.

- colocar estribos de ϕ 5mm envolvendo a barra central de reforço no talão e uma barra de montagem, quando for necessário reforçar na altura superior à da viga.

Como materiais de enchimento usa-se placas de espessura 6,5cm, ou blocos de concreto alveolar de 12cm, 16cm, 20cm, 25cm e 30cm de espessura.

A fabricação da treliça é feita na Fábrica Italiana “Cisano Bergamasco”. As treliças encaixadas umas nas outras são entregues à “Société Trineté Planchers” que faz a confecção final da viga de acordo com o comprimento da treliça, acrescentando as barras de reforço necessárias.

TABELA 2.7- Características de montagem das vigas^[14]

Tipo	$h_t + c$ (cm)	Intereixo (cm)	Escoramento (m)	Peso Próprio (kgf/m ²)
H10	6,5+8,5	60	1,50	350
H10	12+4	60	1,80	245
H10	16+4	60	1,80	270
H10	20+4	60	1,80	300
H10	25+5	60	1,50	365
H10	30+5	60	1,50	425

2.10- DETALHES COMPLEMENTARES CONSTRUTIVOS

Para garantir a segurança da estrutura durante o processo construtivo, deve-se tomar precauções na montagem dos painéis formados pelo elemento treliçado.

2.10.1- Montagem das lajes

As operações de montagem iniciam-se com o posicionamento das vigotas sobre o cimbramento e sobre os apoios. Recomenda-se^[12, 13, 16] que as vigotas treliçadas estejam centralizadas no vão, de modo que a superfície de contato δ entre viga treliça e o apoio, seja a mesma para cada apoio, não sendo inferior a 2cm.

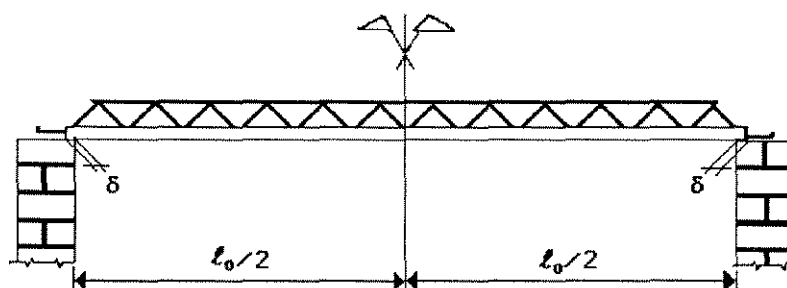


FIGURA 2.23- Posicionamento da laje treliça sobre o apoio^[16]

Para segurança na colocação das vigas, a posição do último nó inferior da treliça em relação ao apoio deve estar em cima do apoio e, se não for possível, a uma distância que não exceda 10cm (FIG. 2.24).

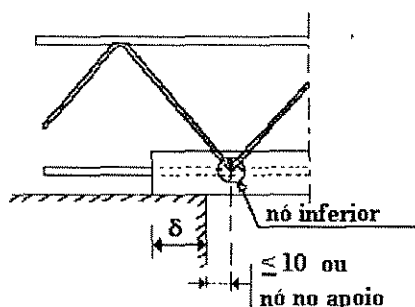


FIGURA 2.24- Detalhe do Apoio^[14]

As vigotas treliçadas devem sempre estar apoiadas pela sapata de concreto e nunca pelas barras de espera da armadura longitudinal de tração (barras adicionais), uma vez que estas não possuem rigidez suficiente para tal função. Esta rigidez pode ser aumentada com a colocação de duas ou mais cantoneiras nas regiões junto aos apoios (FIG. 2.25).

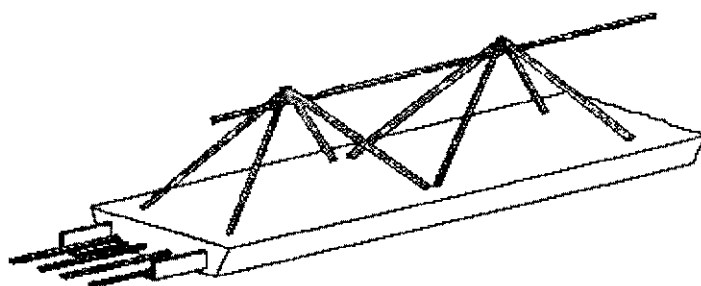


FIGURA 2.25- Vigota Treliçada com Cantoneira para apoio^[16]

A FIGURA 2.26 apresenta recomendações para colocação da treliça com chapas metálicas.

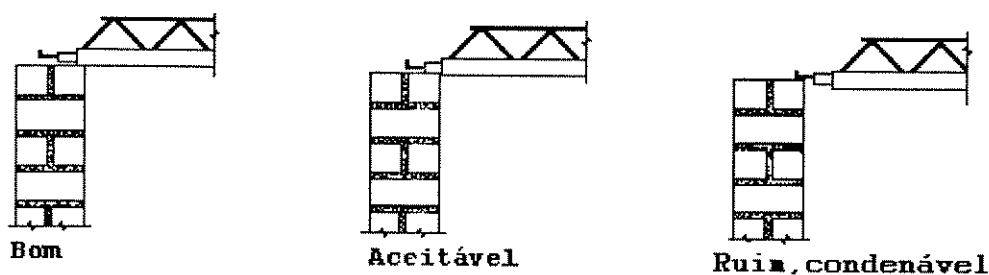


FIGURA 2.26- Detalhes de apoio em chapas de aço^[16]

Caso ocorram problemas que dificultem o apoio das vigotas pela base de concreto, é recomendável, para garantir a segurança do painel durante a concretagem, que se crie dispositivos como apoios em madeira ou consolos (FIG. 2.27).



FIGURA 2.27- Dispositivos de Apoio^[16]

2.10.2- Disposição das peças ao longo dos apoios e junto às bordas laterais

Após o posicionamento das vigotas sobre o cimbramento, segue-se a colocação alternada do material inerte. As vigotas treliçadas devem estar perfeitamente espaçadas pelo material inerte, proporcionando o encaixe perfeito entre estes (FIG. 2.28).

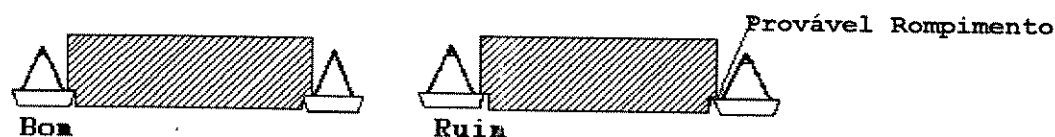


FIGURA 2.28- Encaixe dos Elementos de Enchimento^[16]

Já junto às bordas laterais é recomendável as seguintes disposições (FIG. 2.29):

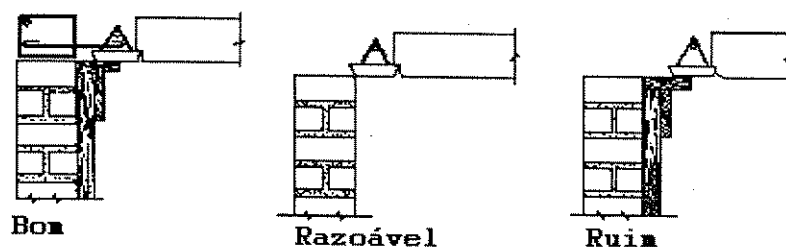


FIGURA 2.29- Posicionamento junto às bordas laterais^[16]

2.10.3- Justaposição das vigotas treliçadas

Para que se possa garantir as condições de continuidade das vigotas sobre os apoios é recomendável (FIG. 2.30):

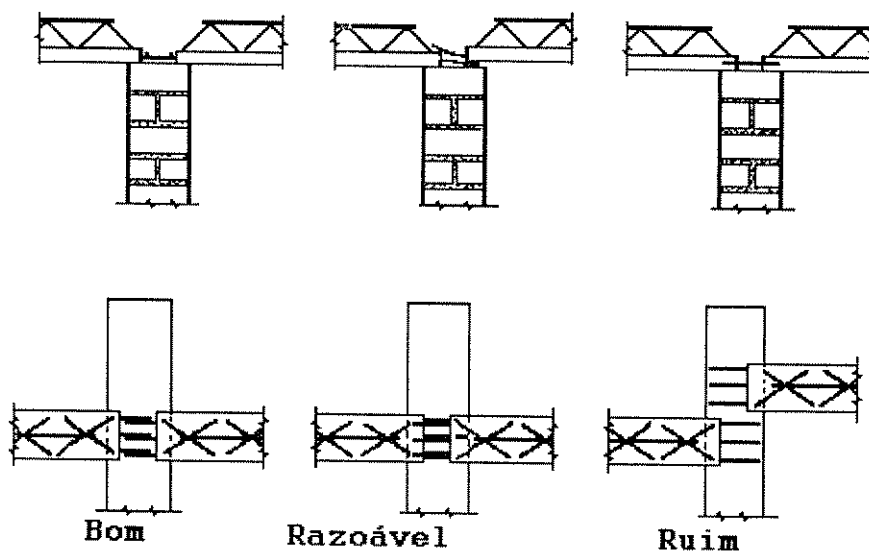


FIGURA 2.30- Justaposição dos Elementos Pré-Moldados Contínuos^[16]

No segundo caso deve-se cortar as barras de forma a uni-las como no primeiro caso dando continuidade à vigota. O terceiro caso é ruim quando se tem momentos fletores negativos, uma vez que as vigotas devem ser alinhadas para favorecer a continuidade das

vigotas. Já para momentos fletores positivos a situação seria aceitável.

2.10.4- Montagem das Armaduras

As armaduras das lajes nervuradas pré-fabricadas são similares às usadas nas lajes nervuradas moldadas no local. Elas devem respeitar as mesmas regras de detalhamento previstas pela NBR-6118^[3].

Nas lajes nervuradas bidirecionais, nas quais são dispensadas as armaduras de cisalhamento para as nervuras, a presença das vigotas treliçadas não exige um cálculo diferente daquele usado para as lajes nervuradas moldadas no local, que empregam armaduras formadas por barras isoladas de aço. Neste tipo de laje pré-fabricada, a barra de aço superior e as barras diagonais da treliça têm por finalidade básica dotar as vigotas de resistência suficiente para enfrentar as solicitações advindas do manuseio, montagem e concretagem.

Já nas lajes nervuradas bidirecionais, que necessitam de armaduras de cisalhamento nas nervuras e nas grelhas, as armaduras treliçadas podem participar da resistência da laje em relação ao cisalhamento e, também, da resistência da peça mesmo depois do concreto endurecido. Para essas lajes, utilizam-se treliças mais altas, distanciando mais as linhas de escoras, por uma questão de economia. É necessário que a barra de aço do banzo superior da treliça fique alojada no interior da mesa. Recomenda-se que esta barra fique situada a pelo menos um centímetro acima da face inferior da mesa, pois as diagonais das treliças trabalham como armadura de cisalhamento nas nervuras.

As armaduras da face superior da laje (armaduras negativas) são posicionadas na mesa superior, ao longo dos apoios dos painéis das lajes, ou concentradas nos cruzamentos das nervuras com os referidos apoios. Já as armaduras da face inferior da laje (armaduras positivas), como em toda laje nervurada, são dispostas em duas direções ortogonais, estando no interior das nervuras.

2.10.5- Transporte do concreto sobre a laje

Para o transporte do concreto sobre a laje, devem ser tomadas medidas no sentido de impedir que os materiais de enchimento sofram impactos ou sejam submetidos às cargas concentradas, uma vez que estes são feitos de cerâmica, que é um material frágil e de pouca resistência a impactos. É recomendável que sejam colocadas tábuas de madeira sobre a superfície a ser concretada e, de preferência, que estas estejam acima do nível dos materiais

cerâmicos (o que é conseguido colocando-se caibros para apoio das tábuas), ou que a altura da viga treliça seja superior à altura dos materiais de enchimento. O transporte sobre tábuas que se apoiam diretamente sobre os materiais de enchimento é aceitável, mas não é recomendado.

2.10.6- Escoramentos (cimbramento)

Estrutura auxiliar provisória com a função de suportar sobrecargas de trabalho durante a montagem da laje e durante o período de cura do concreto complementar lançado em obra, e também de transmitir as ações para o solo ou laje inferior.

O espaçamento máximo entre linhas de escoras é função das solicitações atuantes durante as fases de montagem e de concretagem. Este espaçamento depende da treliça usada na vigota, em particular, do diâmetro da barra do banzo superior da treliça. É recomendado^[26] que a distância máxima entre linhas de escoras seja de:

TABELA 2.8- Distância Máxima entre Linhas de Escoras^[25]

Beta (cm)	Distância entre linhas de Escoras (m)
10 a 16	1,30
17 a 24	1,20
25 a 30	1,10
31 a 40	1,00
41 a 50	0,90
51 a 65	0,80

Também recomenda-se que o escoramento seja feito com tábuas de 1”x 30cm em pé, apoiadas em pontaletes distanciados de 1m cada. Deve ser apoiado em base sólida, de modo a não permitir deslocamentos das escoras quando do recebimento das ações na fase de execução da laje e colocação do concreto de capeamento. O número de escoras é sempre ímpar, em função da contra-flecha que deve ser aplicada no meio do vão de cada painel.

A FIGURA 2.31 apresenta os detalhes do escoramento.

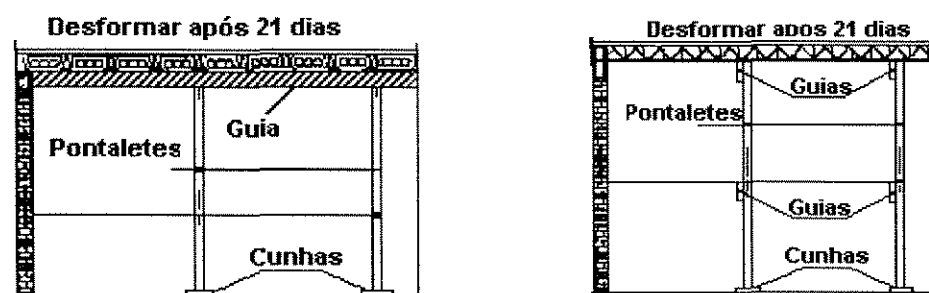


FIGURA 2.31- Detalhe de Escoramento: Vista Frontal e Vista Lateral^[26]

2.10.7- Descimbramento

O escoramento poderá ser retirado quando o concreto de capeamento atingir resistência de aproximadamente 10,5MPa, ou 21 dias após a concretagem^[26].

A retirada do escoramento deve seguir critérios, sendo feita de forma gradual e numa sequência que não solicite o vão a momentos negativos elevados e que também possa garantir uma lenta acomodação da laje. Nas lajes bi-apoiadas o escoramento deve ser retirado começando sempre pelo meio do vão, a fim de evitar o surgimento de trincas na superfície superior da laje.

2.10.8- Contra-flecha

É aplicada quando do escoramento das lajes treliçadas em sentido contrário ao da flecha. É calculada a flecha teórica, levando-se em conta a atuação de todas as ações permanentes. Esta flecha teórica é aplicada como contra-flecha de forma que, quando na fase de serviço, tenha-se flecha devido somente às ações acidentais.

No centro da laje o concreto terá a altura real da capa de concreto e nos apoios ter-se-á uma altura maior devido à contra-flecha. Esta maior altura de laje nos apoios favorece o combate aos esforços cortantes (máximos nos apoios), sendo que no meio do vão só se tem a capa de concreto e a armadura necessária ao combate dos esforços máximos de flexão.

A contra-flecha é específica para cada vão e carga e varia com as condições de apoio. É recomendável^[23] para ações acidentais normais dar uma contra-flecha de 1/300 do vão, compensando assim as deformações que a estrutura sofra quando da retirada do escoramento.

2.10.9- Vigas treliçadas justapostas

Vigas treliçadas justapostas são usadas quando as lajes recebem cargas concentradas de parede paralelas às vigotas, com a finalidade de combater as deformações localizadas excessivas. Mas só as vigas justapostas não suportam o peso da parede. É necessário que seja feita uma distribuição da carga concentrada da parede sobre uma faixa de influência.

Vigas justapostas são também utilizadas nas lajes cujas bordas paralelas às vigas são livres, a fim de combater a redução de rigidez característica desta situação evitando, assim, as deformações excessivas e diferenciadas nas regiões próximas às bordas livres (FIG. 2.32).

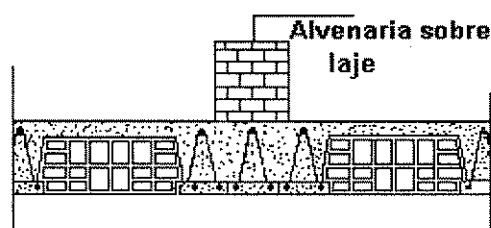


FIGURA 2.32- Alvenaria sobre laje^[26]

2.10.10- Nervura transversal

É utilizada nas lajes nervuradas, no sentido do apoio dos elementos pré-fabricados treliçados, para a colocação da armadura transversal que pode ser armadura de travamento ou de distribuição, conforme a NBR 6118/78^[4].

2.10.11- Concretagem de lajes não cimbradas

É aconselhável que para este caso, ou quando se tem só uma linha de escoras (com distância sempre menor que 5m), que comece a concretagem nas faixas junto aos apoios, solidarizando-se assim as pontas das vigotas, e melhorando as condições de apoio para a aplicação da carga total. Caso seja necessário interromper a concretagem da laje, é aconselhável que não sejam ultrapassados os limites dos trechos com armadura negativa (sobre os apoios, FIGURA 2.33), para evitar assim trincas oriundas das deformações das vigas treliçadas.

Quando a concretagem se dá na direção transversal, deve-se evitar ao máximo a sua interrupção, pois pode favorecer o surgimento das deformações diferenciais entre nervuras.

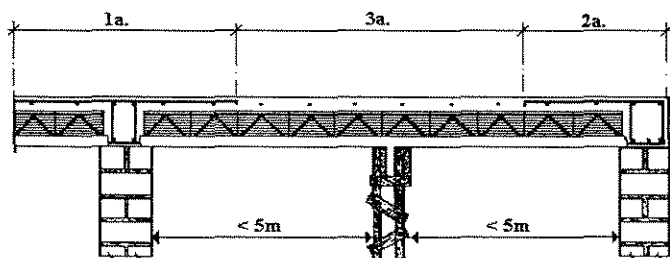


FIGURA 2.33- Plano da laje - direções a concretar^[16]

2.11- CONDIÇÕES GERAIS DE INSPEÇÃO^[1, 2]

2.11.1- Inspeção Geral

A inspeção geral deve ser feita em todas as obras e em todos os componentes de lajes treliçadas, para a verificação de suas características, como:

- aparência geral das vigotas treliçadas: devem ter cor homogênea, sem manchas e falhas no concreto, com as dimensões e armaduras posicionadas conforme as especificações do projeto. Sua superfície inferior dever ser lisa de maneira que não exija acabamento ou, quando este for utilizado, tenha o menor consumo de material e mão de obra possíveis e, como já mencionado, a superfície superior da sapata da vigota treliçada deve apresentar rugosidade suficiente para perfeita aderência entre o concreto complementar e o concreto da sapata;

- aparência geral dos elementos de enchimento: estes não devem apresentar partes quebradas ou trincas que possam vir a comprometer a sua resistência, bem como deformações que vão servir de caminho de fuga para o concreto complementar durante a concretagem;

- manual de colocação e montagem que deve conter as informações que orientem a perfeita execução do projeto na obra, que deve estabelecer as quantidades, classe da armadura positiva, comprimento, bem como a disposição e o sentido de colocação das vigotas treliçadas, posicionamento das linhas de escoras, especificações das ancoragens, dimensões e posicionamento das armaduras complementares, contra-flecha, nervuras transversais, instruções de montagem, complemento de concreto e demais informações que se façam necessárias ao fornecedor e ao comprador.

Deve ser verificada a compatibilidade geométrica entre as vigotas treliçadas e os materiais de enchimento, visando a utilização conjunta, bem como a compatibilidade das características dos componentes entregues na obra, com aqueles especificados no projeto e cálculo estrutural.

2.11.2- Inspeção através de Ensaios

Para obras com mais de 500m² utilizando laje treliçada, deve-se efetuar o ensaio à flexão em dois conjuntos acabados (laje treliçada mais enchimento) de painéis treliçados, combinando-se vão de linhas de escoras e espessura total (β) mais desfavoráveis da obra. Neste ensaio deve-se verificar se o conjunto suporta a sobrecarga de trabalho sem que apareçam fissuras e deformações inaceitáveis ou comprometedoras, definidas em projeto. A prova de carga deve ser feita de acordo com a NBR 9607^[9].

Já para o concreto e o aço, estes devem ser previamente ensaiados de acordo com as suas respectivas normas.

Para o ensaio da solda dos nós, deve-se dar deformação a todos os fios da amostra de modo a exigir resistência de todas as funções simultaneamente.

Já para o ensaio de cisalhamento, este deve ser executado em oito nós soldados (aleatórios) e em conformidade com a NBR 5916^[3].

2.11.3- Aceitação e Rejeição dos componentes das lajes treliçadas.

Os componentes que não atenderem à inspeção geral e à inspeção por ensaios, devem ser retirados dos lotes, sendo que o lote que estiver de acordo com as exigências da norma deve ser aceito.

As vigotas treliçadas devem suportar transporte e manuseio normal. Quando ocorrer quebras de nós soldados ou deformações ocasionadas por negligência de manuseio, as vigotas treliçadas não devem necessariamente ser rejeitadas, sendo rejeitadas apenas quando as quebras excederem a 2% do total dos nós em cada fio que compõe cada barra.

As barras que não atenderem às características dimensionais de norma devem ser rejeitadas e se este número exceder de 25% do número total do lote, este não deve ser aceito.

3- DEFINIÇÃO TEÓRICA COM BASE NO DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS

3.1- INTRODUÇÃO

O dimensionamento das estruturas de concreto armado é feito de maneira que a estrutura deve resistir, com uma segurança apropriada, a todas as solicitações e deformações previstas durante os períodos de construção e utilização, com a estrutura apresentando durabilidade satisfatória durante todo o período de vida útil da obra^[17].

Com os elementos pré-fabricados treliçados não poderia ser diferente. Através da definição dos elementos estruturais que devem obedecer a critérios definidos no cálculo estrutural e, considerando-se as exigências arquitetônicas, faz-se o cálculo e detalhamento das armaduras à flexão, a verificação de suas deformações, avaliando-se a abertura das fissuras, bem como a capacidade desses elementos resistirem aos esforços cortantes. Quando necessário faz-se o cálculo das armaduras de cisalhamento.

3.2- VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

O cálculo deve garantir uma segurança adequada contra à ruína da estrutura ou de seus elementos construtivos, assegurando uma utilização normal da obra durante a vida útil^[17].

Apesar dos elementos pré-fabricados treliçados não estarem diretamente ligados à uma norma específica (o que existe é apenas um anteprojeto), esses devem ser projetados e calculados com base nas prescrições das seguintes normas^[1, 2].

- MB- 5- Produtos metálicos- Ensaio de dobramento semiguiado- Método de ensaio;
- MB- 785- Arame de aço- Ensaio de tração- Método de Ensaio;
- NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado;
- NBR 6119 - Cálculo e execução de lajes mistas;

- NBR 7187 - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido;
- NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas e edificações;
- NBR (Projeto) - Treliza de aço eletro soldada para concreto armado;
- NBR (Projeto) - Laje pré-fabricada. Pré-laje treliçada;
- NBR 5672 - Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo;
- NBR- 5672- Diretrizes para o controle tecnológico de materiais destinados a estruturas de concreto;
- NBR- 5716- Componentes de cerâmica, concreto ou outro material utilizado em lajes mistas na construção coordenada modularmente;
- NBR- 5916- Junta de tela soldada para armadura de concreto- Ensaio de resistência cisalhamento- Método de Ensaio;
- NBR- 7211- Agregados para concreto;
- NBR- 7480- Barras e fios de aço destinados a armadura de concreto;
- NBR- 7481- Telas de aço soldadas para armadura de concreto;
- NBR- 12654- Controle tecnológico de materiais componentes do concreto;
- NBR- 12655- Controle - Preparo, controle e recebimento;
- NBR- 9062- Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado;
- NBR- 9607- Prova de carga em estruturas de concreto armado e protendido;

As recomendações dessas normas buscam garantir a segurança das estruturas e permitir o estabelecimento de parâmetros para a aceitação de seu comportamento frente às condições de serviço, para a estrutura de concreto armado, sob a forma de elementos pré-fabricados treliçados.

3.2.1- Estados Limites

Estados limites^[17] são “aquelas situações tais que, ao serem ultrapassadas por uma estrutura ou por uma de suas partes, colocam essa estrutura fora de utilização normal, de forma efetiva ou convencional”, ou seja, a estrutura torna-se imprópria para o uso normal.

Os estados limites podem ser:

a- Estados limites últimos: são aqueles que correspondem aos valores máximos da capacidade portante de uma estrutura. Segundo a norma NBR 6118/78^[4] o estado limite último pode ser atingido por:

- ruptura;
- deformação plástica excessiva (que é convencionalizada como um alongamento máximo de 10% na armadura tracionada);
- instabilidade.

b- Estados limites de utilização: são aqueles que correspondem aos diferentes critérios de desempenho para assegurar utilização normal e durabilidade da estrutura. Pode ser atingido segundo a norma NBR 6118/78^[4] por:

- estado de formação de fissuras;
- estado de fissuração inaceitável;
- estado de deformação excessiva.

3.2.1.1- Diagrama tensão-deformação do concreto

Com estudos experimentais desenvolvidos, considerando combinações de força normal e momento fletor, ações de curta duração e de longa duração, formas diferentes de seção e quantidades diferentes de armaduras chegou-se ao diagrama parábola-retângulo (FIG.3.1) com o qual na prática pode-se determinar com precisão a sollicitação de ruptura de uma seção qualquer nas condições mais desfavoráveis.

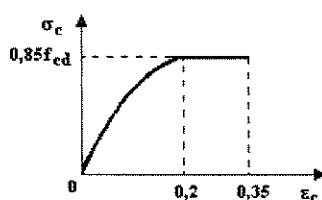


FIGURA 3.1- Diagrama Parábola-Retângulo^[17]

Conforme item 8.2.4 da norma NBR 6118/78^[4] “o diagrama tensão-deformação à compressão, usado no cálculo de acordo com o item 4.1.1.1, será suposto como sendo o diagrama simplificado da FIG. 3.2, composto de uma parábola do segundo grau que passa pela origem e tem seu vértice no ponto de abscissa 2‰ e ordenada $0,85f_{cd}$ e de uma reta entre as deformações 2‰ e 3,5‰ tangente à parábola e paralela ao eixo das abscissas”.

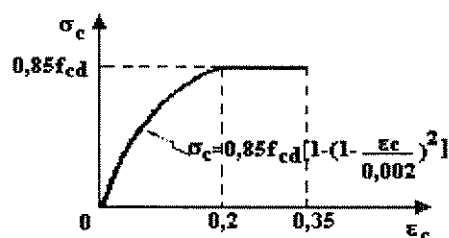


FIGURA 3.2- Diagrama Tensão-Deformação do Concreto^[17]

3.2.1.2- Hipóteses de cálculo (item 4.1.1.1, NBR 6118/78^[4])

As hipóteses para o cálculo do estado limite último nos casos de flexão simples, composta normal ou oblíqua, de compressão ou tração uniformes, excluídas as vigas paredes, são as seguintes:

a- as seções transversais permanecem planas sob influência de solicitações normais (Hipótese de Bernoulli), sendo que as deformações ϵ das fibras de uma seção são proporcionais às suas distâncias à linha neutra, o diagrama de deformações na seção de concreto é retilíneo;

b- a resistência à tração do concreto é considerada nula, pois, devido à baixa resistência do concreto à tração, admite-se no dimensionamento das seções, que, quando o concreto for solicitado à tração, este já esteja fissurado e que todos os esforços são resistidos por armaduras;

c- admite-se uma perfeita aderência entre a armadura e o concreto adjacente não fissurado; a mesma deformação que ocorre na armadura é por conseguinte a deformação do concreto;

d- o alongamento máximo permitido e adotado convencionalmente ao longo da armadura de tração é de 10%. (Domínios 1 e 2), procurando-se assim evitar a deformação plástica excessiva e a fissuração exagerada do concreto;

e- o encurtamento de ruptura do concreto nas seções não inteiramente comprimidas é considerado convencionalmente e vale 3,5%. (Domínios 3 a 4a). Já nas peças com seções inteiramente comprimidas (Domínio 5), admite-se que o encurtamento na borda mais comprimida por ocasião da ruptura, varie de 3,5% a 2%, mas mantém-se inalterado e igual a 2% na fibra distante 3/7 da altura total da seção a partir da borda mais comprimida;

f- a distribuição das tensões no concreto na seção transversal se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo baseado no diagrama tensão-deformação adotado para o concreto (FIG. 3.2), permitindo-se, por simplificação, a substituição desse diagrama pelo diagrama retangular de altura $0,8x$, com a seguinte tensão:

$$0,85f_{cd} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} \Rightarrow \text{para o caso em que a largura da seção, medida paralelamente à}$$

linha neutra não diminui a partir desta até a borda comprimida;

$$0,80f_{cd} = \frac{0,80f_{ck}}{\gamma_c} \Rightarrow \text{no caso contrário.}$$

adota-se uma distribuição de tensões no concreto composta por uma parábola do segundo grau, desde a linha neutra até a fibra com deformação de 2‰, completada por um segmento reto até a borda mais comprimida, onde a tensão vale $0,85f_{cd}$, no entanto, consegue-se boa aproximação de cálculo com uma distribuição retangular de tensões com altura igual a 0,80 da profundidade real da linha neutra (y) e com tensões iguais a $0,85f_{cd}$ ou $0,80f_{cd}$ conforme cada caso, sendo que no cálculo da armadura de flexão das peças pré-moldadas de vigas treliçadas será adotada esta simplificação;

g- já a tensão na armadura de tração é determinada diretamente do diagrama tensão-deformação do aço e corresponde à deformação determinada de acordo com as hipóteses anteriores, sendo que para o aço classe B pode-se fazer o cálculo com o diagrama de um aço

classe A de mesmo f_{yd} (ou f_{yod}), dividindo por um dos seguintes valores a área calculada da seção da armadura:

1

se

$\epsilon_s < \frac{0,7f_{yd}}{E_s}$

ou

$\epsilon_s > 0,002 + \frac{f_{yd}}{E_s}$

0,85

se

$\epsilon_s = \frac{f_{yd}}{E_s}$

e para os casos intermediários, deve-se interpolar linearmente.

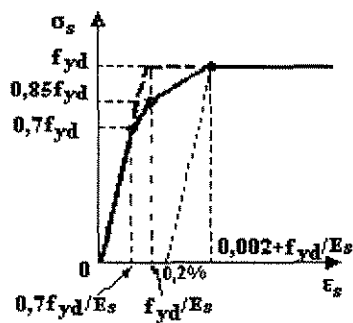


FIGURA 3.3- Diagrama Tensão-Deformação para Aço Classe B ^[17]

h- os coeficientes de minoração da resistência dos materiais, γ_c para o concreto e γ_s para o aço, são tomados respectivamente iguais a 1,4 e 1,15 e levam em conta as diferenças na qualidade dos materiais do corpo-de-prova e nos elementos reais da estrutura. Para as peças pré-moldadas em usinas com controle rigoroso de seus produtos a norma NBR 6118/78^[4], item 5.4.1 prescreve que o coeficiente de minoração γ_c do concreto pode ser reduzido para 1,3.

Por outro lado, introduz-se na intensidade das forças, sobrecargas e outras ações, um coeficiente de majoração γ_f igual a 1,4, que leva em conta principalmente um acréscimo possível dos valores destas solicitações, imprecisão no peso próprio da estrutura, imprecisões de cálculo, simplificações introduzidas nas hipóteses de cálculo vistas anteriormente e todos os elementos que possam fazer com que a solicitação real ultrapasse a solicitação prevista.

Portanto, quando adota-se os coeficientes de minoração das resistências e de majoração das cargas, leva-se em conta também a importância das conseqüências da ruína da estrutura, aumentando-se o seu valor se as conseqüências forem muito graves e importantes, ou diminuindo-o em caso contrário.

A condição de segurança^[15] em relação ao estado limite último é tal que a solicitação resistente de cálculo (R_d) deve ser maior ou igual à solicitação atuante de cálculo (S_d), ou seja:

$$R_d \geq S_d = \gamma_f S_k$$

3.2.1.3 - Domínios de deformação

São regiões delimitadas, compreendidas por retas representativas de situações críticas, em que poderá estar contido o diagrama de deformações referente a um determinado caso da solicitação normal, quando o estado limite último for atingido.

A figura abaixo representa os domínios de deformações e as retas que correspondem aos seus limites.

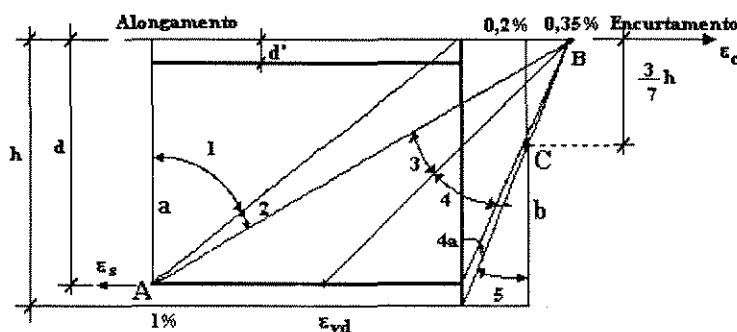


FIGURA 3.4- Domínios de Deformações^[20]

a- Domínio 1- Seção transversal está sob tração não uniforme, com a linha neutra não cortando a seção transversal.

O alongamento na armadura mais tracionada é igual ao valor máximo de 10%. ($\epsilon_s = 10\%$). Já o alongamento na borda menos tracionada varia de 0 a 10%, com o estado limite último caracterizado por deformação plástica excessiva da armadura.

b- Domínio 2: representa os casos de flexão simples ou composta com grande excentricidade sem ruptura do concreto, com o alongamento máximo da armadura tracionada igual à 10%.

Já o encurtamento do concreto, na borda mais comprimida varia de 0 a 3,5%. ($0 \leq \epsilon_c \leq 3,5\%$).

O estado limite último é atingido por deformação plástica excessiva da armadura, não se verificando ruptura do concreto na zona comprimida da seção.

A linha neutra corta a seção transversal à uma distância $\underline{x}$ da borda comprimida tal que:

$$0 \leq x \leq 0,259d \quad (0 \leq \beta_x \leq 0,259);$$

em que β_x é um coeficiente adimensional que fornece a posição relativa da linha neutra na seção ($\beta_x = \frac{x}{d}$).

Deve-se evitar o dimensionamento com valor de β_x muito baixo ($\beta_x < 0,15$), pois resulta numa quantidade muito pequena de armadura levando a uma ruptura frágil.

c- Domínio 3: representa os casos de flexão simples ou composta com grande excentricidade, com o estado limite último de ruptura atingido por esmagamento do concreto, com a armadura tracionada entrando em escoamento.

O alongamento da armadura varia de ϵ_{yd} à 10‰ (limite de escoamento ultrapassado).

O encurtamento do concreto na borda comprimida atinge o valor máximo de ruptura de 3,50‰.

A linha neutra corta a seção transversal à uma distância $\underline{x}$ da borda comprimida tal que $0,259 \leq x \leq x_y$, ou seja $0,259 \leq \beta_x \leq \beta_{xy}$;

onde x_y representa a altura de zona comprimida no limite dos domínios 3 e 4

β_{xy} é o valor de β_x quando $\epsilon_c = \epsilon_{cl} = 3,5\text{‰}$ e $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$

As peças dimensionadas neste domínio são ditas *peças sub-armadas*. É a situação ideal de projeto, pois tem-se o aproveitamento máximo dos materiais, aço e concreto, com a ruptura se dando por esmagamento do concreto comprimido e com o aparecimento de muitas fissuras pouco abertas, ou seja, *ruptura com aviso*.

d- Domínio 4: As seções transversais estão sob flexão simples ou composta com grande excentricidade, com ruptura do concreto por esmagamento, sem que a armadura tracionada entre em escoamento.

O estado limite último é caracterizado pela ruptura do concreto comprimido sem que haja escoamento das armaduras.

O encurtamento do concreto na borda comprimida é igual à 3,5‰, e o alongamento da armadura se encontra no intervalo:

$$\varepsilon_{yd} < \varepsilon_s < 0$$

A linha neutra corta a seção transversal à uma distância x do banzo comprimido, tal que:

$$x_y < x < d; (\beta_{xy} < \beta_x < 1)$$

A ruptura se dá de modo brusco e sem aviso, porque o concreto sofre esmagamento na zona comprimida da seção antes que a armadura tracionada possa permitir a abertura de fissuras visíveis que sirvam de advertência (*peças super-armadas*). Esta situação de dimensionamento deve ser evitada na flexão simples.

Para os aços classe B, pode-se contudo utilizar uma parte da região super-armada (parte do trecho curvo do diagrama $\sigma_s - \varepsilon_s$). Essa região no Domínio 4 é dita *super-armada utilizável*. É a região compreendida entre β_{xy} do aço classe B e β_{xy} do aço classe A de mesma resistência. Os inconvenientes apresentados na situação super-armada são relativamente atenuados nesta região. Ressalta-se que o aço CA-60A não existe comercialmente.

Para os aços CA 60 tem-se:

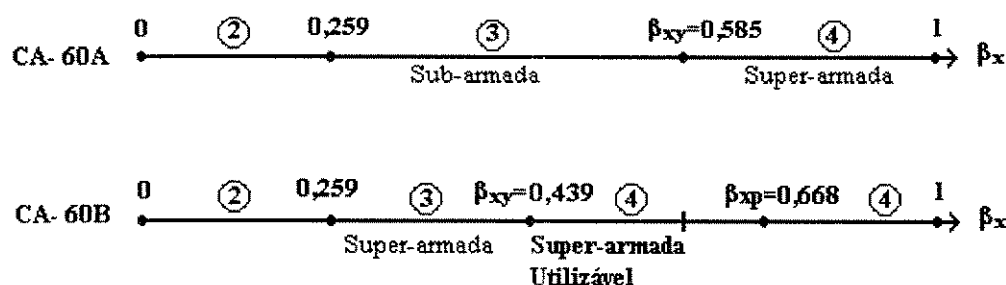


FIGURA 3.5- Valores limites de β_x entre domínios para aço CA 60^[17]

e- Domínio 4a: A seção transversal está sob flexo-compressão, com ruptura do concreto por esmagamento na zona comprimida (flexão composta com pequena excentricidade).

A distância x varia no intervalo:

$$d \leq x < h$$

O estado limite último é caracterizado pela ruptura do concreto com encurtamento na borda comprimida de 3,5‰, sem aparecimento de fissuras.

f- Domínio 5: A seção transversal está sob compressão não uniforme.

O encurtamento da borda mais comprimida varia de 3,5‰ a 2,0‰.

O encurtamento da borda menos comprimida varia de 0 a 2,0‰.

O encurtamento nos pontos situados à uma distância de $\frac{3h}{7}$ da borda mais comprimida é constante e igual à 2,0‰.

O estado limite último é atingido pela ruptura do concreto comprimido.

3.2.1.4- Estudo da deformação e tensão na armadura A_s

Para uma seção T genérica tem-se:

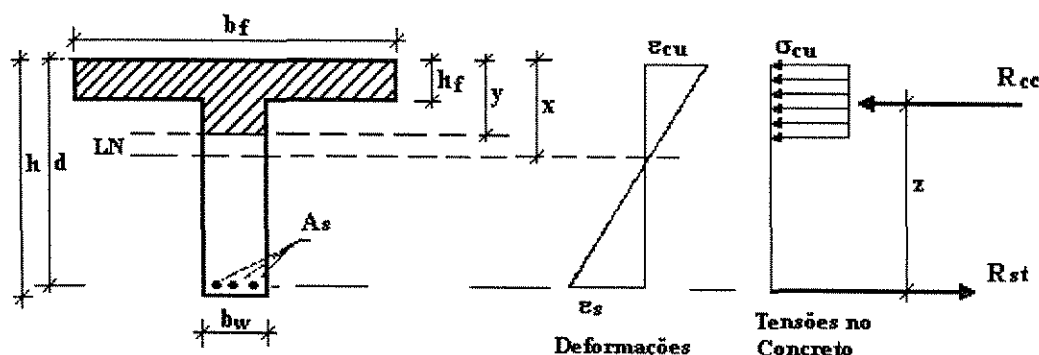


FIGURA 3.6- Tensões e deformações para uma seção T genérica

A posição da linha neutra (x) pode ser relacionada com as deformações na borda comprimida da seção e na armadura tracionada.

Da equação de compatibilidade entre deformações tem-se:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \quad (3.1)$$

portanto: $x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} d$ (3.2)

sendo $\beta_x = \frac{x}{d}$ a equação 3.2 torna-se:

$$\beta_x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} \quad (3.3)$$

onde:

ε_{cu} = encurtamento de ruptura do concreto na borda comprimida;

ε_s = alongamento na armadura tracionada;

Serão estudados os domínios 2, 3 e 4 de deformação por serem aqueles recomendáveis para o dimensionamento das seções, e aqueles em que ocorrem flexão simples. ($0 < x < d$)

a- Domínio 2:

$0 < x < 0,259d$	$(0 < \beta_x < 0,259)$	* posição da linha neutra
$0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} = 3,5\%$		* deformação no concreto
$\varepsilon_s = 10\% > \varepsilon_{yd} \therefore \sigma_s = f_{yd}$		* alongamento e tensão na armadura tracionada

b- Domínio 3 (seções sub-armadas):

$0,259d \leq x \leq x_y$	$(0,259 \leq \beta_x \leq \beta_{xy})$	* posição da linha neutra
$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5\%$		* deformação no concreto
$\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \therefore \sigma_s = f_{yd}$		* alongamento e tensão na armadura tracionada

x_y = valor de x quando $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5\%$ e $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$

β_{xy} = valor de β_x quando $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5\%$ e $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$

se $x_y = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} d$ (3.4)

$$\therefore \beta_{xy} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = \frac{0,0035}{0,0035 + \epsilon_{yd}}$$

(3.5)

O valor de ϵ_{yd} (deformação de escoamento) é conhecido para cada aço, o que resulta na tabela abaixo:

TABELA 3.1- Valores de β_{xy} para os diferentes aços^[17]

AÇOS	ϵ_{yd}	β_{xy}
CA- 25	0,001035	0,772
CA- 50A	0,002070	0,628
CA- 60B	0,004484	0,439

c- Domínio 4 (seções super-armadas):

$$x_y < x < d \quad (\beta_{xy} < \beta_x < 1)$$

* posição da linha neutra

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 3,5\%$$

* deformação no concreto

$$0 < \epsilon_s < \epsilon_{yd} \quad \therefore \quad 0 < \sigma_s < f_{yd}$$

* alongamento e tensão na armadura tracionada

Da equação de compatibilidade de deformação (3.1), tem-se

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{d - x}{x} \right) = 0,0035 \left(\frac{d - x}{x} \right) = 0,0035 \left(\frac{1 - \beta_x}{\beta_x} \right)$$

(3.6)

- Para aços Classe A, tem-se:

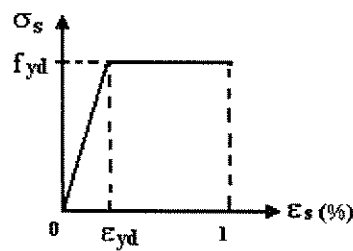
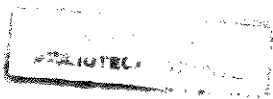


FIGURA 3.7- Diagrama $\sigma_s - \epsilon_s$ para aços Classe A^[17]



- Se $\beta_{xy} < \beta_x < 1$ o alongamento na armadura tracionada vale: $0 < \epsilon_s < \epsilon_{yd}$

Portanto a tensão na armadura tracionada está no intervalo: $0 < \sigma_s < f_{yd}$ (reta de Hooke) e vale:

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s$$

(3.7)

- Para aços Classe B

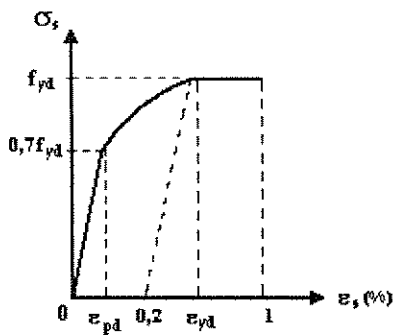


FIGURA 3.8- Diagrama $\sigma_s - \epsilon_s$ para aços Classe B^[17]

- Se $\beta_{xy} < \beta_x < 1$ o alongamento na armadura tracionada vale: $0 < \epsilon_s < \epsilon_{yd}$

Portanto a tensão na armadura tracionada está compreendida no intervalo: $0 < \sigma_s < f_{yd}$ e pode estar na reta de Hooke ou no trecho curvo da FIG. 3.8:

Por definição β_{xp} é o valor de β_x quando $\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$ e $\epsilon_s = \epsilon_{pd}$

se
$$\beta_{xp} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{pd}} = \frac{0,0035}{0,0035 + \epsilon_{pd}}$$

(3.8)

O valor de ϵ_{pd} é conhecido para cada aço e corresponde ao alongamento final da fase elástica da FIG. 3.8 (limite de proporcionalidade).

TABELA 3.2- Valore de β_{xp} para o aço CA-60B^[17]

AÇO	ϵ_{pd}	β_{xp}
CA- 60B	0,001739	0,668

- Se $\beta_{xy} < \beta_x \leq \beta_{xp}$ o alongamento na armadura tracionada vale: $\varepsilon_{pd} \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$

Portanto a tensão na armadura tracionada está no intervalo: $0,7 f_{yd} \leq \sigma_s < f_{yd}$ (trecho curvo da FIG. 3.8) e vale:

$$\sigma_s^2 + \left(\frac{45 f_{yd}^2}{E_s} - 1,4 f_{yd} \right) \sigma_s - (45 \varepsilon_s - 0,49) f_{yd}^2 = 0 \quad (3.9)$$

- Se $\beta_{xy} \leq \beta_x < 1$ o alongamento na armadura tracionada vale: $0 < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{pd}$

Portanto a tensão nesta armadura está no intervalo: $0 < \sigma_s \leq 0,7 f_{yd}$ (reta de Hooke), e vale:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad (3.7)$$

3.3- ROTEIRO DE DIMENSIONAMENTO

3.3.1- Disposições Gerais

As lajes pré-fabricadas formadas pelas vigas treliçadas, dispostas em uma só direção, não possuem uma norma específica para dimensionamento, havendo apenas um ante-projeto não votado até a data presente e as recomendações, um tanto empíricas, encontradas em publicações técnicas.

Por serem desconhecidos os métodos de dimensionamento dos vários fabricantes de lajes treliçadas, buscou-se neste trabalho, basear-se nas orientações prescritas nas normas NBR 6118/78^[4] e NBR-6119/78^[5], referentes às lajes maciças ou às vigas de seção T, considerando os Estados Limites Últimos e de Utilização descritos no item 3.2.1 deste capítulo.

O cálculo foi feito considerando-se as peças sub-armadas, nos Domínios 2, 3 ou 4 (aços classe B, região super-armada utilizável).

Devido à pouca resistência do concreto à tração, foi considerado no dimensionamento o concreto resistindo somente às tensões de compressão, desprezando sua contribuição à tração. Resistindo às tensões de tração, considerou-se a armadura.

O vão teórico a considerar é a distância entre os centros dos apoios, podendo-se reduzir este valor de acordo com as prescrições do item 3.3.2.3 da norma NBR 6118/78^[4].

Para a obtenção dos valores das solicitações na viga, momentos fletores e esforços cortantes, foi considerado como vinculação, o apoio simples, ou seja, viga bi-apoiada (somente momentos fletores positivos). Esta consideração se justifica também pela condição de realização dos ensaios, que buscam retratar a forma mais usual e corriqueira em que são usadas as vigas na execução dos painéis de lajes treliçadas.

As lajes pré-fabricadas treliçadas, podem ter também suas bordas engastadas ou em balanço, mas tais situações devem ser evitadas, uma vez que se consideradas, passa-se a ter momentos negativos, ou seja, esforços de tração na face superior da viga (mesa de concreto) e os esforços de compressão na parte inferior (alma de concreto), em que a área de concreto é reduzida e se tem seção não contínua de concreto.

3.3.2- Dimensionamento das vigas pré-fabricadas à flexão simples

Determinado o momento fletor positivo de cálculo ($M_d = M_k \gamma_f$), dimensionou-se a viga pré-fabricada treliçada à flexão normal simples, considerando-a como viga de seção T.

As cargas consideradas, são as do item 2.5.2 (CAPÍTULO 2), sendo que a região de atuação do momento positivo se dá por faixa da viga treliçada correspondendo a largura da mesa b_f , ou entreixo.

Como a viga de seção T tem a largura real da mesa de compressão sensivelmente maior que a largura b_w da alma, as tensões de compressão não têm distribuição uniforme. Por este motivo, em lugar da largura real, admite-se que a mesa tenha uma certa largura b_f (largura colaborante), usualmente menor que a largura verdadeira para, assim, corrigir os efeitos da variação das tensões na mesa de compressão.

3.3.2.1- Determinação da largura da mesa de compressão de acordo com item 3.2.2.2 da NBR 6118/78^[4]

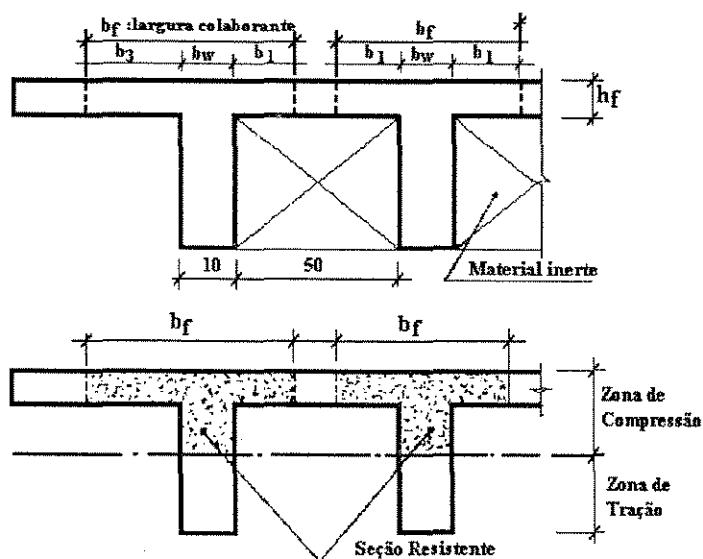


FIGURA 3.9- Largura colaborante conforme a NBR 6118/78^[16]

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,10a \\ 8h_f \\ 0,5b_2 \end{cases} \quad (\text{vigas associadas}) \quad b_3 \begin{cases} 0,10a \\ 6h_f \end{cases} \quad (\text{vigas isoladas})$$

Valores de "a":

- viga simplesmente apoiada: $a = \ell$
- viga contínua em uma extremidade: $a = \frac{3}{4}\ell$
- viga contínua em duas extremidades: $a = \frac{3}{5}\ell$
- balanço: $a = 2\ell$

e:

b_f = largura de colaboração da mesa para a seção resistente de compressão;

h_f = espessura da laje;

b_w = largura real da nervura da viga treliçada (base de concreto);

b_2 = distância livre entre nervuras;

h_t = altura total da laje: altura do elemento de enchimento mais a capa ou $h_t = h + c$;

c = cobrimento da armadura de tração, adotado 1,5cm;

d = altura útil da laje.

3.3.2.2- O processo de dimensionamento das seções T submetidas à flexão simples

Pode-se ter dois casos para a viga de seção T. Um se $y \leq h_f$, e outro se $y > h_f$. Como ainda não se sabe a posição da linha neutra na viga de seção T, considera-se primeiramente para o cálculo de seu valor, que o bloco de tensões (y) não ultrapassa a mesa de compressão (1º Caso).

1º CASO: As tensões de compressão não ultrapassam a mesa: $y \leq h_f$, ou seja $\beta_x \leq \beta_f$

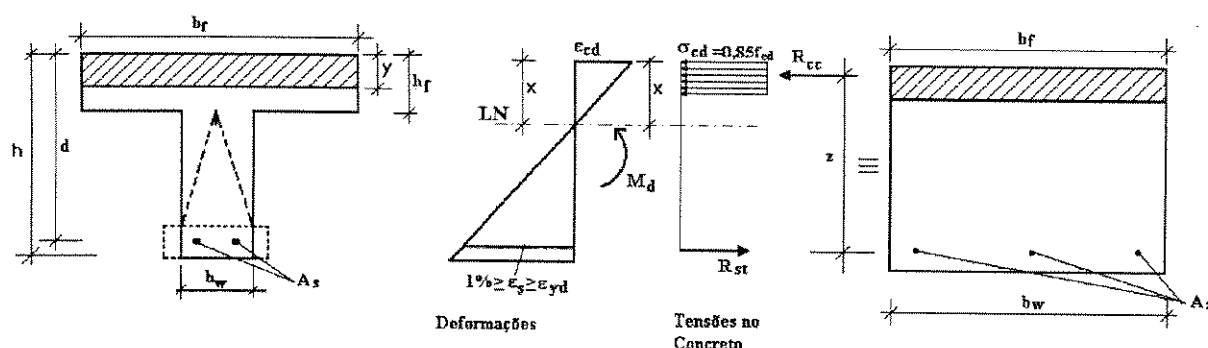


FIGURA 3.10- Verificação da Viga Treliçada à Flexão - Diagrama Retangular de Tensões no Concreto (1º Caso)

Da figura acima considera-se:

R_{cc} - resultante de compressão no concreto;

R_{st} - resultante de tração na armadura;

M_d - valor de cálculo do momento fletor ($M_d = M_k \gamma_c$), por nervura;

d - altura útil da seção = distância do CG da armadura tracionada até a borda comprimida da seção;

z - distância do ponto de aplicação de R_{cc} ao CG da armadura tracionada;

A_s - área da seção transversal da armadura tracionada ou de flexão;

x - distância da linha neutra até a borda comprimida;

ϵ_{cd} - encurtamento de ruptura do concreto na borda comprimida (%);

ϵ_s = alongamento da amadura tracionada (%);

σ_{cd} - tensão de cálculo do concreto.

Do equilíbrio entre o momento de ruptura e o momento de cálculo (M_d), atuando por faixa de viga (intereixo) e o sistema de forças, tem-se:

$$\begin{cases} 0 = R_{cc} - R_{st} \\ M_d = R_{cc} z = R_{st} z \end{cases} \quad (3.10) \quad z = d - \frac{y}{2} \quad (3.11)$$

$$\begin{cases} R_{cc} = 0,85 f_{cd} b_f y \\ R_{st} = A_s \sigma_{sd} \end{cases} \quad (3.12)$$

$$\begin{cases} 0 = 0,85 f_{cd} b_f y - A_s \sigma_{sd} \\ M_d = 0,85 f_{cd} b_f y \left(d - \frac{y}{2} \right) = A_s \sigma_{sd} \left(d - \frac{y}{2} \right) \end{cases} \quad (3.13)$$

mas $y = 0,8 x$ (3.14) e $\beta_x = \frac{x}{d}$ (diagrama retangular de tensões) (3.15)

então $y = 0,8 \beta_x d$ (3.16)

$$\begin{cases} 0 = 0,68 f_{cd} b_f \beta_x d - A_s \sigma_{sd} \\ M_d = 0,68 f_{cd} b_f d^2 \beta_x (1 - 0,4\beta_x) = A_s \sigma_{sd} d (1 - 0,4\beta_x) \end{cases} \quad (3.17)$$

Do 1º termo da segunda equação de 3.17:

$$\beta_x = 1,25 - \sqrt{1,5625 - \frac{3,6765 M_d}{b_f d^2 f_{cd}}} \quad (3.18)$$

Com a expressão 3.18 calcula-se a posição relativa da linha neutra na seção. Este valor de β_x é comparado com o valor β_f .

$$\beta_f = \frac{1,25 h_f}{d} \quad (3.19)$$

Se $\beta_x \leq \beta_f$ a hipótese de seção retangular se confirma e o dimensionamento da seção T se faz para a seção retangular com largura fictícia $b_w = b_f$ e altura h , pois, a forma da região tracionada não interfere no cálculo.

Caso $\beta_x > \beta_f$ o bloco de tensões de compressão corta a alma da viga e o dimensionamento se faz como seção T (2º CASO).

Pelas equações de equilíbrio dadas em 3.17:

Do segundo membro da 2ª equação 3.17, tem-se:

$$M_d = A_s \sigma_{sd} d (1 - 0,4 \beta_x) \quad (3.20)$$

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd} d (1 - 0,4 \beta_x)} \quad (3.21)$$

Para seções nos domínios 2 e 3 (item 3.2.1.4a e 3.2.1.4b) em que $0 < \beta_x \leq \beta_{xy}$ a armadura A_s entra em escoamento antes da ruptura do concreto (ruptura com aviso), e neste caso tem-se que:

$$\sigma_{sd} = f_{yd} \quad (3.22)$$

A expressão 3.21 torna-se:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} d (1 - 0,4 \beta_x)} \text{ (cm}^2 \text{ / viga)} \quad (3.23)$$

Já para seções no Domínio 4, o valor da tensão na armadura tracionada é calculado de acordo com o item 3.2.1.4c, considerando-se a classe do aço. Deve ser evitado o dimensionamento neste domínio.

A expressão 3.23 fornece a armadura para cada elemento de viga pré-fabricada. O item 6.3.1 da norma NBR 6118/78^[4] prescreve a armadura longitudinal mínima de tração, devendo-se fazer a verificação:

$$A_s \geq A_{s, \min}$$

$$A_{s, \min} = 0,15\% b_w h \text{ (cm}^2 \text{ /viga)} \quad \text{para aço CA-50 e CA-60} \quad (3.24)$$

2º CASO: As tensões de compressão ultrapassam a mesa: $y > h_f$, ou seja $\beta_x > \beta_f$

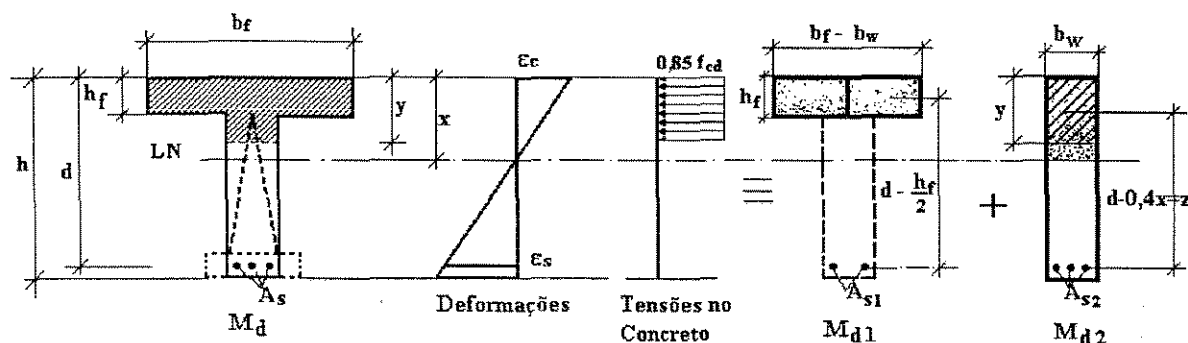


FIGURA 3.11- Verificação da Viga Treliçada à Flexão - Diagrama Retangular de Tensões no Concreto (2º Caso)

Neste caso, a seção não pode mais ser tratada como seção retangular, e sim como seção T. É prático empregar o artifício de decompor a seção T em duas outras seções idealmente concebidas, conforme FIGURA 3.11:

$$M_d = M_{d1} + M_{d2} \quad (3.25)$$

A seção formada pelas abas salientes, de largura $(b_f - b_w)$ e pela armadura tracionada (A_{s1}) tem braço de alavanca interno (z) igual à $(d - \frac{h_f}{2})$. Esta seção resiste à parcela de momento indicada por M_{d1} e é a mesma que seria resistida por uma seção T com largura $(b_f - b_w)$ e $y = h_f$, como se fosse $\beta_x = \beta_f$, o que recairia no 1º caso.

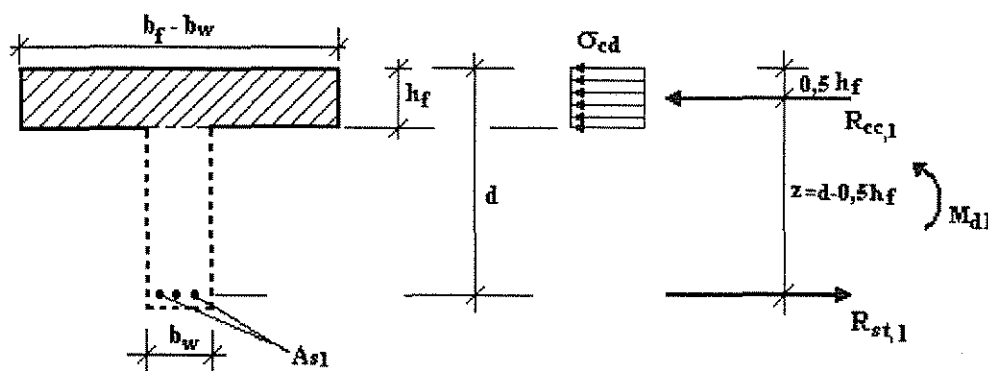


FIGURA 3.12- Parcela da seção T que absorve M_{d1}

Resolvendo:

$$\beta_x = 1,25 - \sqrt{1,5625 - \frac{3,6765 M_{d2}}{b_w d^2 f_{cd}}} \quad (3.35)$$

Se $\beta_x \leq \beta_{xy}$: armadura simples e $\sigma_{sd} = f_{yd}$

Se $\beta_x > \beta_{xy}$: armadura dupla

$$M_{d2} = R_{st,2} (d - 0,4x) \quad (3.36) \quad e \quad R_{st,2} = A_{s2} \sigma_{sd} \quad (3.37)$$

$$M_{d2} = A_{s2} \sigma_{sd} d (1 - 0,4\beta_x) \quad (3.38)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{d2}}{\sigma_{sd} d (1 - 0,4\beta_x)} \quad e \quad (3.39)$$

$$A_{s1} = \frac{M_{d1}}{\sigma_{sd} (d - 0,5 h_f)} \quad (3.40)$$

A armadura total vale:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (3.41)$$

Caso $\beta_x > \beta_{xy}$, recorre-se à armadura dupla na seção retangular $b_w \times h$. Esta situação não será tratada no presente estudo, por não ser recomendável o emprego desse tipo de armadura em seções T, uma vez que a sua presença indica muitas vezes deficiência de altura de viga, acarretando nestes casos problemas de flechas excessivas. Recomenda-se neste caso, aumentar a altura da viga treliçada.

3.3.3- Verificação das vigas treliçadas ao cisalhamento

Como a distância entre nervuras é menor que 50cm, a NBR 6118/78^[4] no seu item 4.1.4.2 permite a dispensa de armadura transversal (estribos nas nervuras) caso a desigualdade abaixo seja verificada:

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu1} \quad (\text{anexo da NBR- 7197 que modifica a NBR 6118/78}^{[4]}) \quad (3.42)$$

onde:

τ_{wd} = valor de cálculo da tensão convencional de cisalhamento

τ_{wul} = valor último de τ_{wd} para dispensar armadura transversal

Caso a condição acima não seja verificada, deve-se aumentar um pouco o f_{ck} da nervura ou a espessura da capa de concreto, ou ainda, aumentar a altura da laje.

τ_{wd} é dado por:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w d} \quad (3.43)$$

$$e \quad \tau_{wul} = \psi_4 \sqrt{f_{ck}} \leq 1,0 \text{ (MPa)} \quad (3.44)$$

com ψ_4 assumindo os valores:

$$a- \psi_4 = 0,12 \frac{\alpha k}{1 - \frac{3d}{\ell}} \quad \text{quando se tem cargas distribuídas e } d > \frac{\ell}{20}, \text{ e} \quad (3.45)$$

$$\psi_4 = 0,14 \alpha k \quad \text{quando se tem cargas distribuídas e } d \leq \frac{\ell}{20} \quad (3.46)$$

ℓ : é o vão teórico para as lajes apoiadas, e o dobro do comprimento teórico das lajes em balanço;

b- $\psi_4 = 0,08 \alpha k$: para as ações lineares paralelas ao apoio (por exemplo cargas de paredes), podendo-se reduzir na proporção $\frac{a}{2d}$, da parcela da força cortante decorrente de ações cujo afastamento a do eixo do apoio seja inferior ao dobro da altura útil d ;

c- quando há ações distribuídas e ações lineares paralelas ao apoio, ψ_4 é obtido por interpolação proporcionalmente às parcelas da força cortante, oriundas destes dois tipos de carregamento;

os coeficientes α e k são obtidos das expressões:

$$\alpha = 1 + 50\rho_1 \leq 1,5 \quad (3.47)$$

$$k = 1,6 - d \geq 1 \text{ com } d \text{ em metros e o produto } \alpha k \text{ não maior que } 1,75; \quad (3.48)$$

ρ_1 é a taxa de armadura longitudinal de tração na seção de comprimento $2h$ a partir da face do apoio (item 4.1.4.2 da NBR 6118/78^[4]). Somente as barras devidamente ancoradas e prolongadas até o apoio são consideradas nesta taxa. ($\rho_1 = \frac{A_s}{A_c}$)

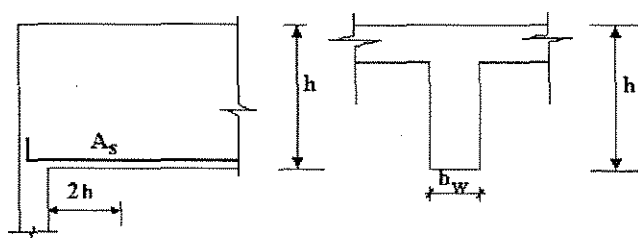


FIGURA 3.14 - Determinação de ρ_1 ^[11].

Todo este equacionamento foi utilizado para análise das peças submetidas à análise experimental, que está apresentado nos ANEXOS 1 e 2.

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1- INTRODUÇÃO

Até o presente momento, pouca atenção foi dispensada às lajes treliçadas com relação às investigações experimentais. Muito se falou das suas características e vantagens, mas não foi apresentada análise experimental do seu comportamento. Diante desta situação, sentiu-se a necessidade de verificar o funcionamento das lajes pré-fabricadas com vigotas treliçadas. Como não se possuía nenhum parâmetro de comparação e/ou, ponto de partida para os ensaios, foram realizados estudos diferentes com variação dos modelos, buscando sempre atingir situações que retratassem a utilização em campo deste tipo de laje, para que assim pudessem ser comparados os resultados obtidos com os dados fornecidos pelos fabricantes.

4.2- MATERIAIS E EQUIPAMENTOS EMPREGADOS

4.2.1-Concreto

Primeiramente, foram estudadas algumas composições de concreto de resistência usual, com a finalidade de usar uma mistura que garantisse resistência tanto mais próxima quanto possível daquela recomendada pelos fabricantes. Para o concreto da nervura e da capa, os fabricantes recomendam que o concreto apresente uma resistência média de no mínimo 15,0MPa. A FIGURA 4.1 mostra o abatimento do tronco de cone para a mistura de concreto empregada na concretagem das vigotas.

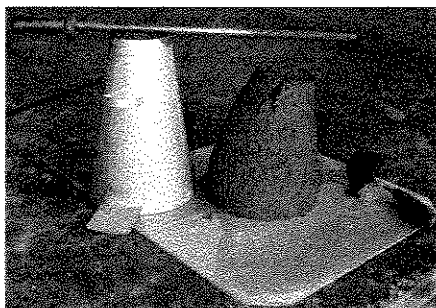


FIGURA 4.1- Abatimento do tronco de cone – Slump

Foram feitas quatro misturas empregando-se os mesmos materiais que seriam usados na fabricação do concreto das vigas. A TABELA 4.1 apresenta as composições destes

concretos, bem como os resultados dos ensaios de resistência à compressão, tomados como a média de três corpos-de-prova para cada misturas.

TABELA 4.1- Quantidades de materiais para as misturas de concreto

	MISTURAS			
	M1	M2	M3	M4
Traço	1:2,50:3,30	1:2,50:3,5	1:2,17:3,9	1:2,10:2,9
Cimento (kg)	352,0	352,0	404,0	416,0
Areia (kg)	878,0	878,0	877,0	874,0
Pedra 01 (kg)	1230,0	1230,0	1583,0	1206,0
Água (ℓ)	246,0	246,0	275,0	249,0
Relação a/c	0,70	0,70	0,68	0,60
Abatimento (cm)	13,0	6,0	5,0	7,0
Resistência aos 7 dias	10,16	11,60	10,37	15,77
Resistência aos 14 dias	11,69	13,64	12,73	18,88

Obs.: As misturas M1 e M2 se diferenciam pela marca do cimento utilizado.

Entre as quatro misturas realizadas, optou-se pela mistura M4, pois apresentou a resistência que mais se aproximou daquela especificada pelo fabricante.

Materiais empregados na confecção da mistura M4:

Cimento

Foi utilizado cimento CII-E-32 Barroso da CIMINAS.

Areia

Foi utilizada areia característica da região de Campinas- SP, com dimensão máxima igual a 2,4mm e com módulo de finura MF= 2,29mm.

Agregado Graúdo

Constituído por 100% de brita 1, com dimensão máxima igual a 19mm e módulo de finura MF= 6,5mm.

As FIGURAS 4.2 e 4.3 apresentam os resultados das análises granulométricas dos agregados utilizados.

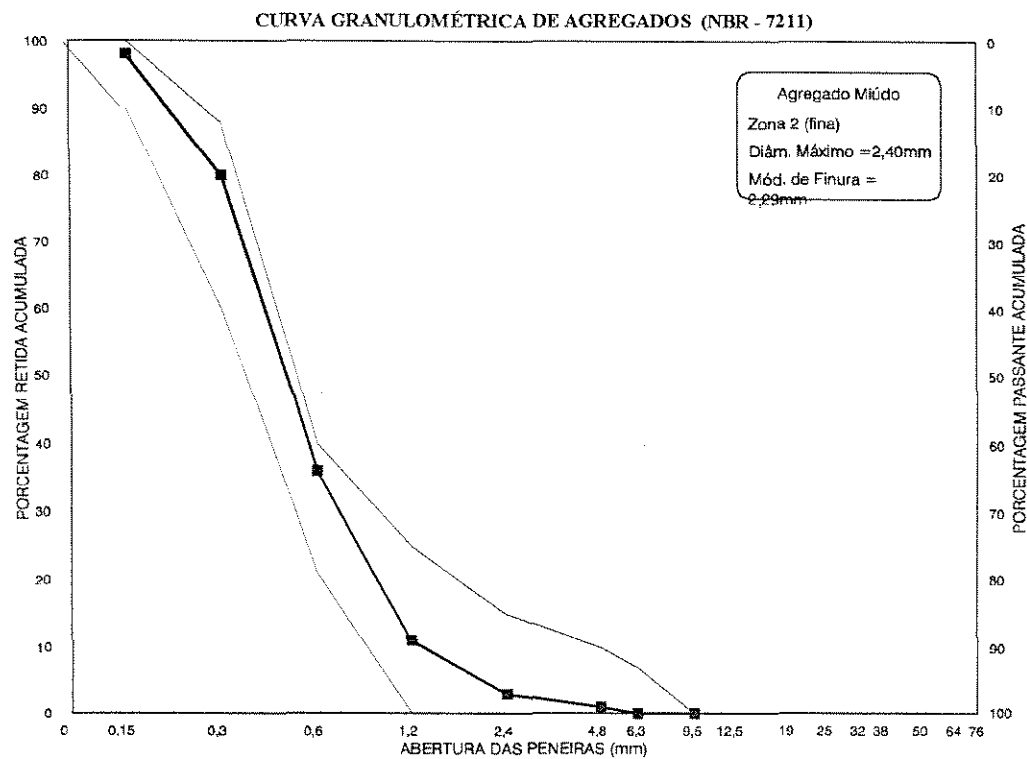


FIGURA 4.2- Análise granulométrica do agregado miúdo - Areia

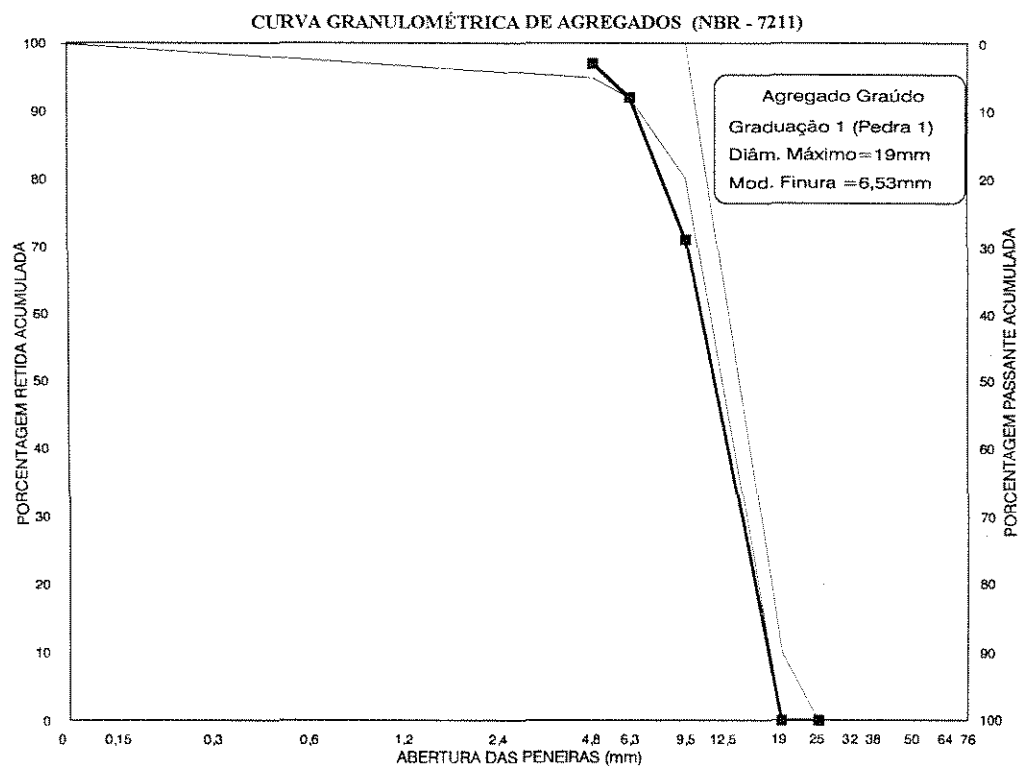


FIGURA 4.3- Análise granulométrica do agregado graúdo- Brita 1

4.2.2- Aços

Foram retiradas amostras das barras de aços utilizadas na confecção da armadura das treliças das próprias vigotas e estas amostras foram ensaiadas à tração. Esses ensaios foram feitos para cada diâmetro das barras, sendo 02 por diâmetro, num total de 12, com o objetivo de determinar o diagrama tensão-deformação, as características mecânicas dos aços e avaliar a sua qualidade. As deformações foram medidas por meio de extensômetros mecânicos, com base de medida igual a 100mm.

Os diagramas tensão-deformação, e as características mecânicas dos aços se encontram nas FIGURAS 4.4 a 4.8. Foi escolhida para cada diâmetro a amostra que melhor representa o aço entre as duas ensaiadas.

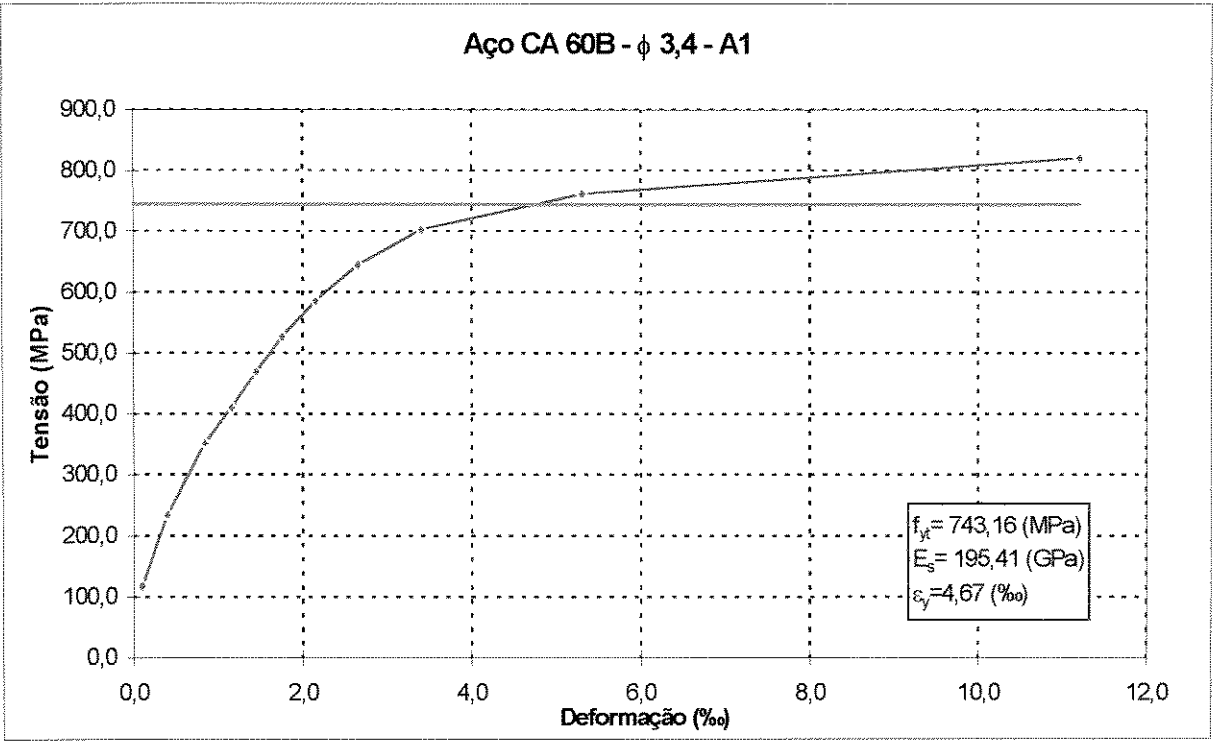


FIGURA 4.4- Diagrama Tensão-deformação - Barra ϕ 3,4

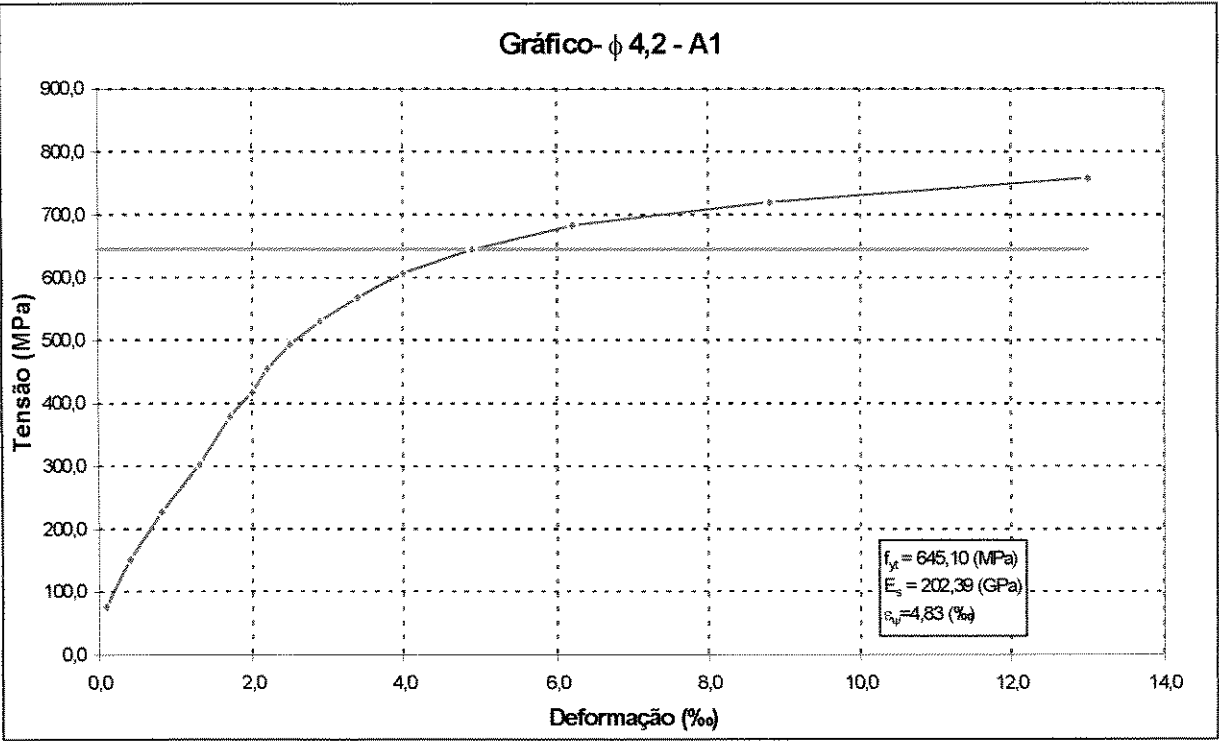


FIGURA 4.5- Diagrama Tensão-deformação - Barra ϕ 4,2

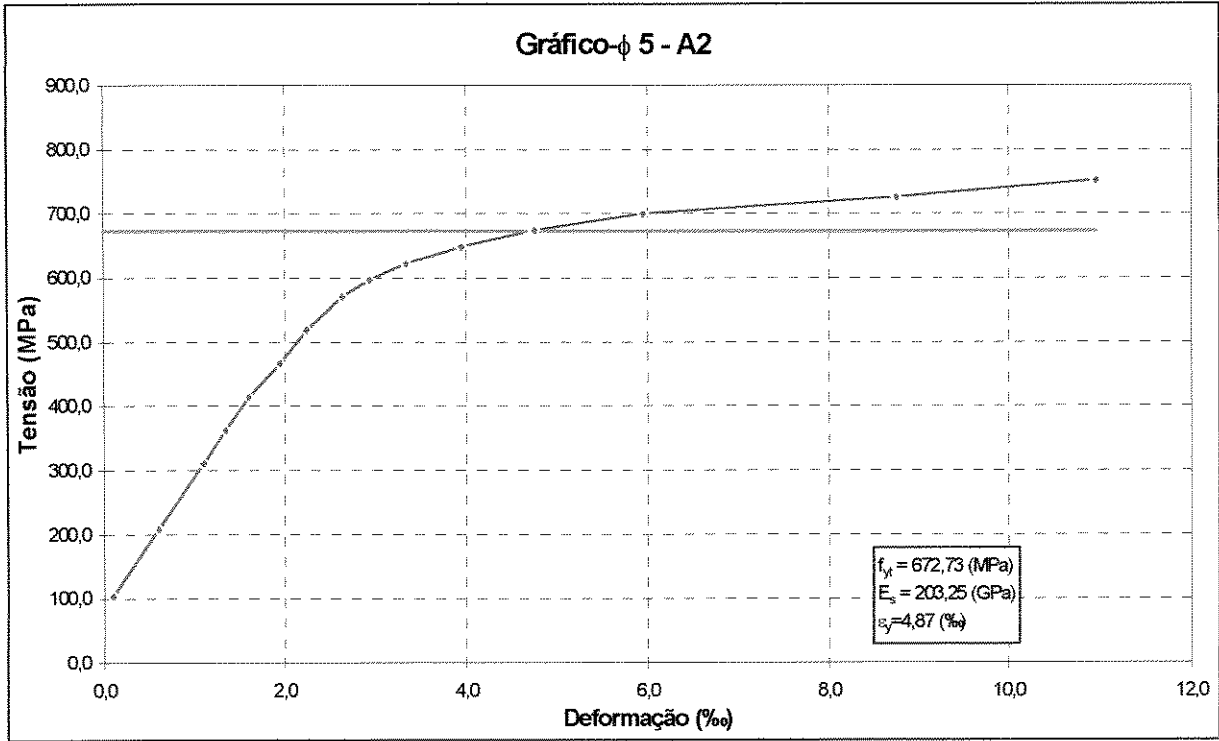


FIGURA 4.6- Diagrama Tensão-deformação - Barra ϕ 5

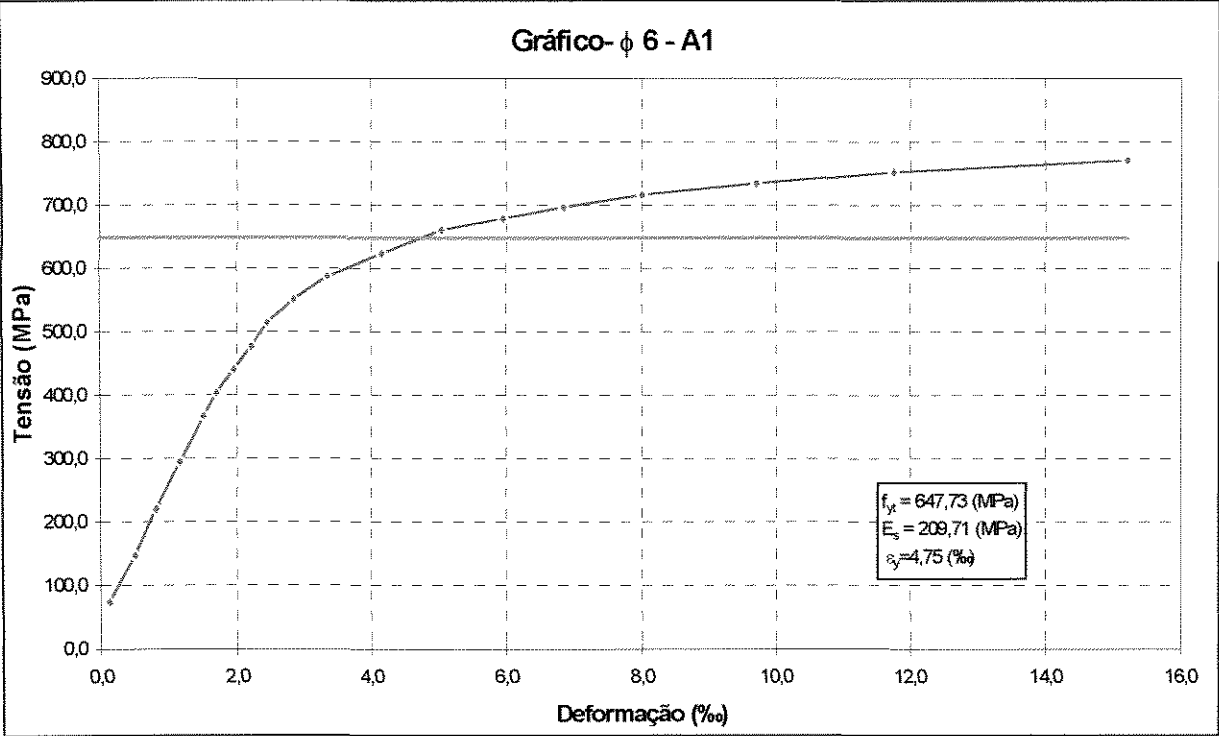


FIGURA 4.7- Diagrama Tensão-deformação - Barra ϕ 6

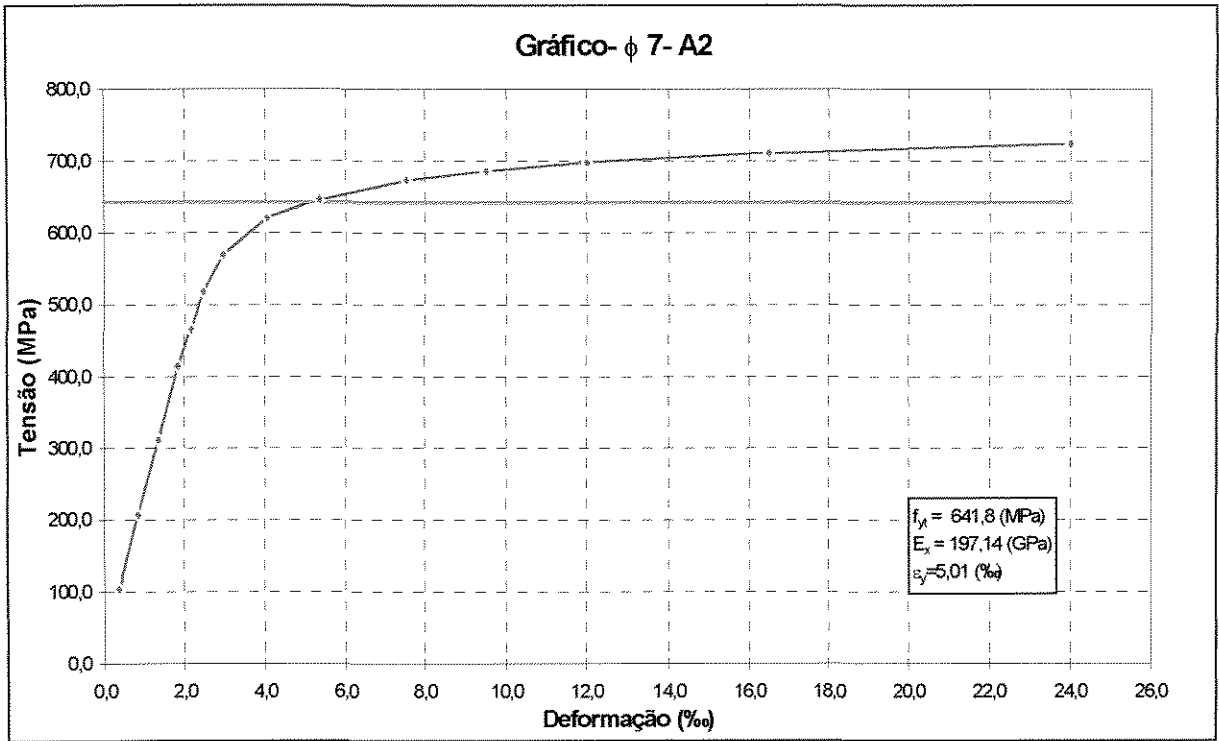


FIGURA 4.8- Diagrama Tensão-deformação - Barra ϕ 7

4.2.3- Fôrmas

Para a confecção das fôrmas foi utilizada madeira de boa qualidade (1ª categoria) alinhada e sadia para, assim, garantir o melhor nível de serviço.

As fôrmas das vigas dos primeiros ensaios realizados foram executadas normalmente para uma seção final retangular. Já nos demais ensaios elas tiveram que receber um cuidado especial, uma vez que a seção era para viga T, em que a sapata de vigota formava a parte inferior da fôrma, e nas laterais as fôrmas de madeira complementavam a seção. Com esta seção, procurou-se representar efetivamente a seção da viga de laje nervurada, ou seja, a situação final e real de utilização da viga.

4.2.4- Equipamentos empregados nos ensaios

Foi utilizada para aplicação das forças, uma estrutura aporticada de ensaios com capacidade prova 500kN, com célula de carga de 300kN para os primeiros ensaios e 150kN e 300kN respectivamente para o outros, como mostra a FIGURA 4.9. A força foi aplicada sobre uma viga em perfil metálico com 1,5m de comprimento, responsável pela transmissão das forças concentradas ao modelo ensaiado.

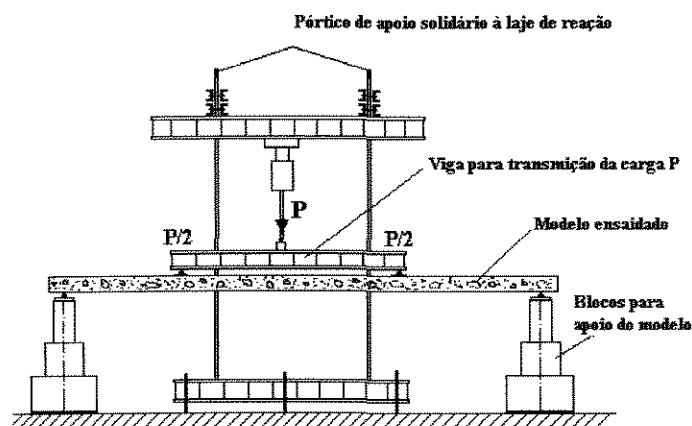


FIGURA 4.9- Elevação do esquema de aplicação de forças para os primeiros e terceiro ensaios respectivamente

Dispositivos formados por placas e roletes de aços foram inseridos entre o perfil metálico e as vigas de concreto, para definir com clareza os pontos de aplicação das forças. Dispositivos do mesmo tipo foram usados como apoio nas extremidades das vigas ensaiadas.

A FIGURA 4.10 mostra o esquema de apoios criados e a FIGURA 4.11 a viga de transmissão das forças.

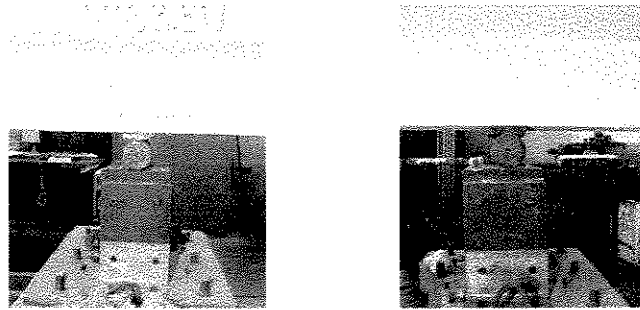


FIGURA 4.10 – Detalhe dos apoios dos modelos ensaiados.

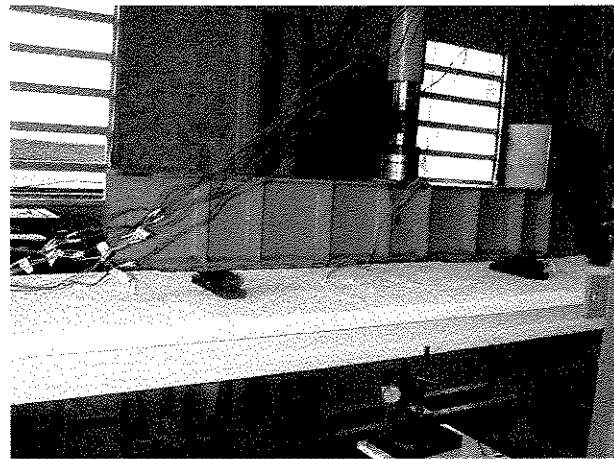


FIGURA 4.11- Detalhe da viga de transmissão de forças.

Os extensômetros elétricos usados nas medidas das deformações nas barras, foram ligados às caixas de comutação Huggenberger, conectadas ao indicador de deformações Tepic-Huggenberger.

Para a medida das flechas das vigas foi utilizado um defletômetro (transdutor mecânico de deslocamentos), com sensibilidade de 0,01mm, posicionado na seção do meio do vão da viga e em contato com a parte inferior da mesma.

4.2.5- Extensômetros elétricos de resistência (strain-gages)

Extensômetros elétricos de resistência foram utilizados para medir as deformações específicas das estruturas e seu princípio de funcionamento se baseia na variação da resistência

elétrica de um fio localizado no seu interior. Esta variação da resistência é causada pelas deformações do filamento do extensômetro colado na armadura.

4.2.6- Vigotas pré-fabricadas

Para o desenvolvimento dos ensaios utilizaram-se vigotas pré-fabricadas com armaduras em forma de treliça, fornecidas por um fabricante da região.

4.3- SEQUÊNCIA DOS ENSAIOS

Durante o projeto de pesquisa, foram feitos três tipos de ensaios diferentes. Esta variação na maneira de ensaios foi devido à dificuldade encontrada em se adequar os ensaios às informações contidas na bibliografia técnica e por não ter encontrado ensaios feitos anteriormente que servissem de parâmetros de comparação ou de partida. Por isto, a cada novo ensaio era necessário mudar sua concepção para, assim, obter resultados satisfatórios.

A seguir são apresentados os procedimentos experimentais empregados para cada tipo de ensaio.

4.3.1- Primeiros Ensaio

Estes primeiros ensaios realizados serviram como ponto de partida para o projeto de pesquisa e tinham com objetivo apenas avaliar o comportamento da laje treliçada a partir da vigota pré-fabricada.

Com estes ensaios pretendia-se constatar ou não a formação do arco atirantado na viga treliçada, avaliando o caminhamento das forças através das deformações nas armaduras durante o ensaio e também determinar a força última para duas vigas treliçadas de alturas diferentes.

4.3.1.1-Elementos submetidos aos ensaios.

As peças utilizadas nos ensaios foram constituídas de vigotas pré-fabricadas, utilizadas em obras comuns do Campus da UNICAMP e fabricadas em usinas da própria região. Foram utilizadas quatro peças, sendo duas com altura de treliça H-8 e duas H-16, com 2,2m de comprimento cada. As características das peças estão apresentadas na TABELA 4.2.

TABELA 4.2- Características das peças ensaiadas

Tipo da vigota	H-8: TR 08634	H-16: TR 16646
ϕ_{inf} (mm)	2 ϕ 4,2	2 ϕ 6
ϕ_{sup} (mm)	6	6
ϕ_{diag} (mm)	2 ϕ 3,4	2 ϕ 4,2
$\phi_{arm.adic}$ (mm)	6	1 ϕ 8 + 1 ϕ 10

A classificação das treliças em TR 08634 e TR 16646 foi feita levando-se em consideração os diâmetros medidos (como a vigota treliçada foi obtida na própria obra, não se tinha sua qualificação) e pode-se encontrar em MEDITERRÂNEA. 1992^[23].

4.3.1.2-Procedimento Experimental

Procurou-se representar satisfatoriamente, através dos modelos estruturais submetidos aos ensaios, o modo real em que as vigotas são utilizadas em obras. No caso das lajes pré-fabricadas, as vigotas são geralmente simplesmente apoiadas e submetidas a carregamentos distribuídos. Mas, o arranjo estrutural escolhido para os ensaios foi o de viga simplesmente apoiada, submetida a duas forças concentradas, haja visto a dificuldade de aplicação, em laboratório, de cargas distribuídas. Assim conseguiu-se que o diagrama de momentos fletores, obtido com os ensaios em laboratório, fosse o mais próximo possível daquele resultante das ações distribuídas aplicadas em obra.

Os apoios, distantes eixo a eixo de 2,2m, foram constituídos por roletes colocados sobre chapas de aço, atuando com apoios móveis (liberdade de rotação e deslocamentos na direção horizontal). Estes apoios por sua vez apoiavam-se sobre blocos de concretos posicionados sobre a laje de reação de ensaio dos Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP.

O contato do sistema de aplicação da força concentrada com a vigota impedia os deslocamentos horizontais introduzindo, assim, o vínculo de apoio fixo que faltava. Portanto, o esquema estático do ensaio foi o de viga simplesmente apoiada.

Um cilindro hidráulico foi rigidamente fixado na parte superior do pórtico de reação e depois interligado a uma bomba hidráulica manual de aplicação de forças. A este cilindro

hidráulico foi conectada uma célula de carga de 150kN, utilizada para determinar o valor das forças aplicadas.

Era objetivo deste ensaio apenas verificar o comportamento da vigota treliçada, avaliar o trabalho das diagonais durante a aplicação das forças e determinar a força de ruptura para os quatro modelos ensaiados. Em função disso, pensou-se em realizar o ensaio somente com a vigota treliçada sem a participação do concreto da nervura e capa complementar. Visando criar condições de apoio para aplicação das forças, confeccionaram-se dois blocos de concreto, de aproximadamente 10cm de comprimento nos locais de aplicação das duas forças concentradas, como indica o esquema da FIGURA 4.12, procedimento este executado nas quatro peças que seriam ensaiadas.

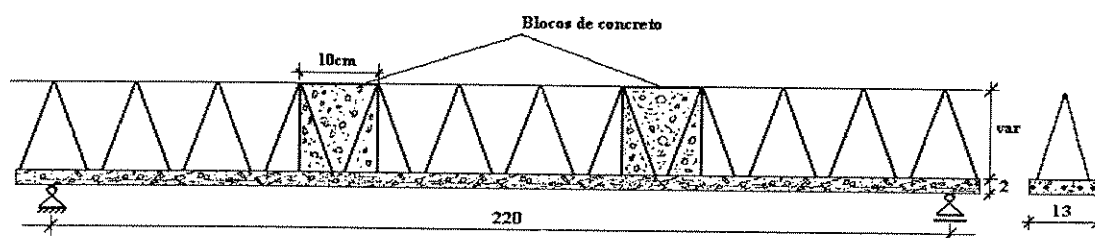


FIGURA 4.12- Esquema do primeiro ensaio- blocos de concreto para apoio das forças.

Foi utilizada uma viga em perfil metálico com 1,5m de comprimento, responsável pela transmissão das duas forças concentradas na vigota treliçada aplicadas pelo macaco hidráulico. Sendo P a força total produzida pelo macaco hidráulico, o perfil metálico transmitia $P/2$ para cada força concentrada aplicada na viga treliçada.

Foi feito o ensaio da primeira viga (H-8) sem instrumentação, usada apenas para determinar a força última e verificou-se que com a força P de 1,3kN, o banzo superior da treliça flambou num plano de inclinação quase horizontal, ao mesmo tempo que fletiu entre os blocos de concreto criados para apoio do perfil metálico.

A instabilidade (ou flambagem) da vigota treliçada foi constada no instante em que, aplicando-se determinada força, notou-se um grande deslocamento vertical no meio da viga, sendo a flecha visível a olho nu.

Foi necessário abandonar este esquema de ensaio, uma vez que ele não atendia aos objetivos propostos. Este tipo de ensaio serviria apenas para avaliar a distância entre escoras e

verificar a instabilidade do banzo superior da treliça, não sendo viável para a avaliação da capacidade ou para medida das deformações das barras da treliça, bem como observar o caminhamento das forças através das diagonais.

4.3.2- Segundo Ensaio

Após a realização do primeiro ensaio e verificada a sua inviabilidade aos objetivos propostos, concretou-se a nervura e a capa de concreto complementar para cada viga com concreto de resistência usual. Após o período necessário para a cura do concreto lançado no laboratório, foi ensaiada uma viga de cada tipo (H-8 e H-16), sem instrumentação, visando apenas a determinação das forças últimas para, assim, se ter uma melhor definição do plano de aplicação das ações para as peças instrumentadas.

4.3.2.1- Elementos submetidos ao ensaio

As peças submetidas ao segundo ensaio foram as mesmas do primeiro ensaio, portanto, elas apresentavam as mesmas características já descritas no item 4.3.1.2, sendo duas vigotas H-8 e duas H-16.

A face superior rugosa da base de concreto (FIG. 4.13), antes da aplicação do concreto complementar, não recebeu tratamento algum no sentido de lixamento da superfície, pois, segundo o fabricante, esta rugosidade presente contribui para tornar o sistema monolítico.

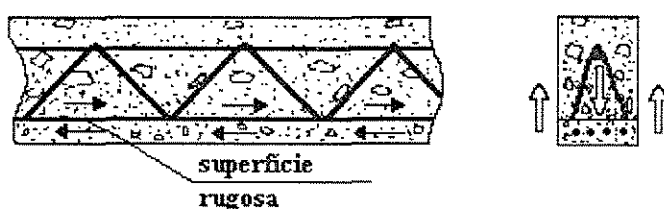


FIGURA 4.13- Detalhe da face superior rugosa da base de concreto

A FIGURA 4.14 mostra as características das peças ensaiadas:

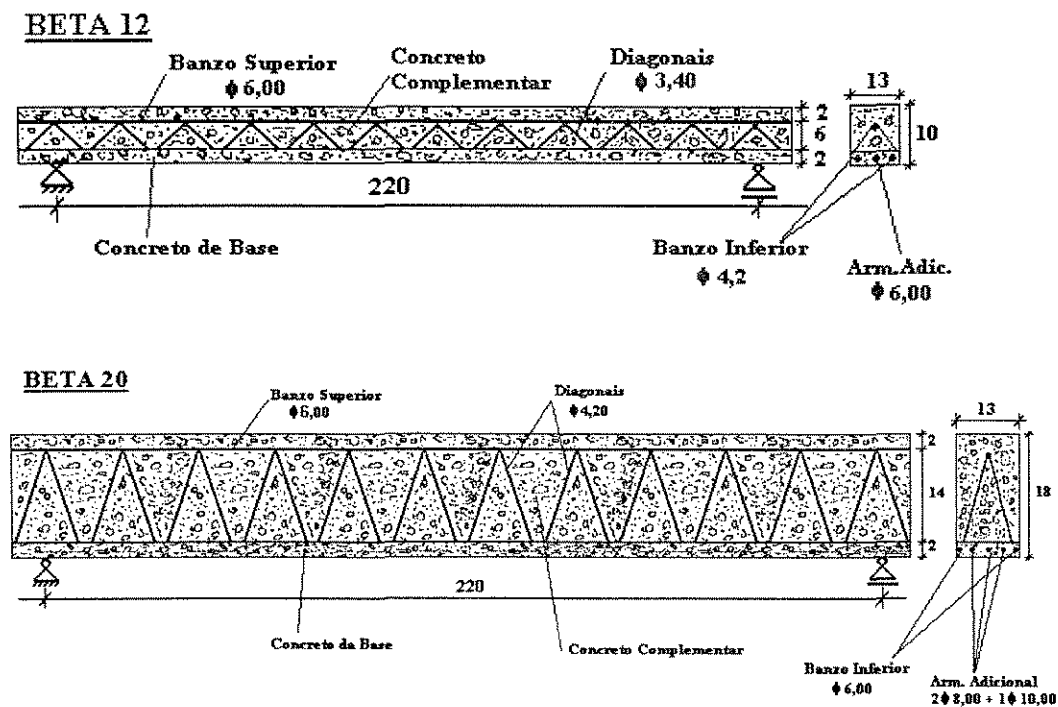


FIGURA 4.14- Características das peças ensaiadas

4.3.2.2.- Procedimento experimental

Foram adotados os mesmos procedimentos experimentais do primeiro ensaio com relação aos apoios e o modo de aplicação das forças concentradas.

A força concentrada $P/2$ foi aplicada a 0,70m do eixo do apoio mais próximo e a distância entre as duas forças era de 0,80m para a vigota H-8. Já para a vigota H-16 a distância do eixo do apoio até a força foi de 0,80m e 0,60m entre forças. Ambas as vigas tinham um comprimento entre os eixos dos apoios de 2,20m. As FIGURAS 4.15a e 4.15b mostram os esquemas de aplicação das forças para as duas vigas.

Vigota H-16

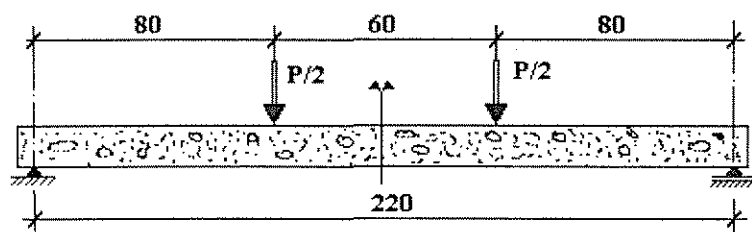


FIGURA 4.15a- Esquema de Carregamento - H-16

Vigota H-8

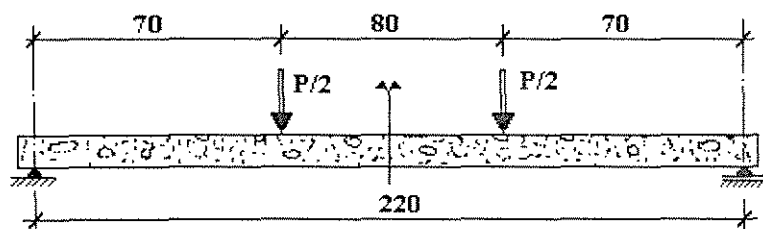


FIGURA 4.15b- Esquema de Carregamento - H-8

Os ensaios nas peças sem instrumentação apresentaram como força última, $P_{u,H-8} = 8,7\text{kN}$ e $P_{u,H-16} = 57\text{kN}$. A partir destes valores adotou-se para as vigas instrumentadas incrementos de forças iguais a $1,0\text{kN}$ para H-8 e incrementos de força iguais a $5,0\text{kN}$ para H-16, sendo que as vigas foram ensaiadas até a ruptura.

4.3.2.3- Medidas efetuadas

- Medidas das flechas

Com a viga devidamente posicionada no pórtico de reação, tomou-se o valor da leitura inicial indicada no transdutor mecânico de deslocamentos com sensibilidade de $1/100\text{mm}$, fixado no próprio pórtico e em contato com a parte tracionada (de baixo) na seção no meio do vão da peça e em seguida começou-se a aplicar a força por meio do conjunto bomba-cilindro hidráulico. A cada incremento de força foram medidos os deslocamentos verticais.

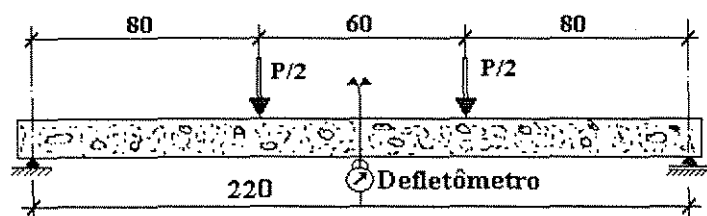


FIGURA 4.16- Posição do defletômetro - Seção no meio da viga

- Estudo da fissuração

Para cada incremento de força as fissuras foram traçadas visando apenas sua identificação, uma vez que suas medidas não eram objeto de estudo deste ensaio especificamente.

- Estudo das deformações

Para cada incremento de força, foram medidas as deformações nas armaduras através de extensômetros nas posições indicadas nas FIGURAS 4.17 e 4.18. Para este tipo de ensaio, os extensômetros utilizados foram S116, com fator $K=2,02$.

A posição dos extensômetros foi definida de acordo com a finalidade do ensaio, pois, pretendia-se avaliar o caminhamento dos esforços internos, ou seja, a formação do arco atirantado. Aqui os extensômetros foram denominados pela letra D seguida de um número para aqueles localizados nas diagonais e pela letra L seguida de um número para aqueles localizados no banzo superior.

BETA 12

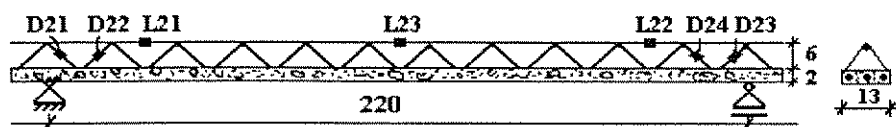


FIGURA 4.17- Posição dos extensômetros H-8

BETA 20

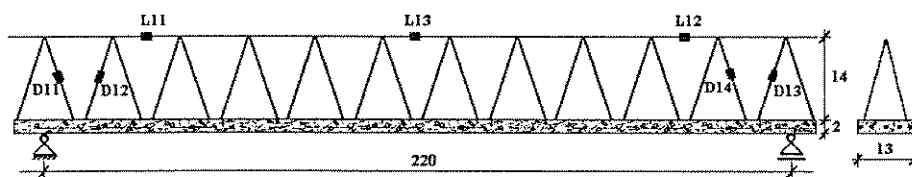


FIGURA 4.18- Posição dos extensômetros H-16

Os resultados obtidos estão apresentados no CAPÍTULO 5 e suas análises apresentadas no CAPÍTULO 6.

4.3.3- Terceiro Ensaio

A partir dos dois primeiros ensaios realizados e descritos anteriormente, pode-se definir com mais exatidão as variáveis a serem analisadas no programa experimental do projeto de pesquisa. Estas variáveis estudadas foram: o comportamento da viga treliçada na flexão e cisalhamento, distribuição de fissuras, formas de ruptura da peça, verificação das flechas durante a aplicação das forças, a deformação das diagonais e banzo superior da treliça. A

análise dessas variáveis teve como principal objetivo tentar determinar o estado limite de deformação excessiva das peças.

Procurou-se nestes ensaios representar satisfatoriamente nos modelos estruturais ensaiados em laboratório, a seção transversal da viga em serviço, baseado nas prescrições das normas brasileiras e nas recomendações dos fabricantes, para desta forma haver parâmetros de comparação entre os dados apresentados na bibliografia técnica e os dados obtidos em laboratório.

4.3.3.1- Elementos submetidos ao ensaio

Foram escolhidas peças com três alturas diferentes de treliça, sendo duas vigotas para cada altura, num total de seis modelos ensaiados, ou seja:

02 peças para H-8 (Beta 12)

02 peças para H-12 (Beta 16)

02 peças para H-16 (Beta 20)

Foi dada preferência por estas três alturas, por representarem aquelas mais utilizadas na maioria das obras de Engenharia Civil. As peças foram fabricadas e fornecidas por uma usina da própria região de Campinas-SP. As características das vigotas são apresentadas na TABELA 4.3.

TABELA 4.3- Características das peças do terceiro ensaio

Tipo da vigota	H-8: TR 08634	H-12: TR 12646	H-16: TR 16646
ϕ_{inf} (mm)	2 ϕ 4,2	2 ϕ 6	2 ϕ 6
ϕ_{sup} (mm)	6	6	6
ϕ_{dia} (mm)	2 ϕ 3,4	2 ϕ 4,2	2 ϕ 4,2
$\phi_{arm.adic}$ (mm)	1 ϕ 5 + 1 ϕ 6	1 ϕ 4,2 + 1 ϕ 5	2 ϕ 3,4

Todas as peças são da classe 10¹, conforme apresentado em tabelas práticas fornecidas pelo fabricante, com comprimento entre eixos de apoios de 3,0m.

4.3.3.2- Procedimento Experimental

Procurou-se representar efetivamente a seção transversal real da peça em obra. Para tal, adotou-se uma seção T com as dimensões determinadas de acordo com as recomendações da NBR 6118/78 para lajes nervuradas e informações apresentadas na bibliografia técnica.

O modelo das seções ensaiadas está representado nas FIGURAS 4.19a a 4.19c, nas quais a inclinação da seção foi dada pela própria inclinação da cerâmica utilizada em obra. Para se obter tal inclinação colocaram-se duas cerâmicas em uma extremidade e duas na outra extremidade, apoiadas na própria base de concreto da vigota.

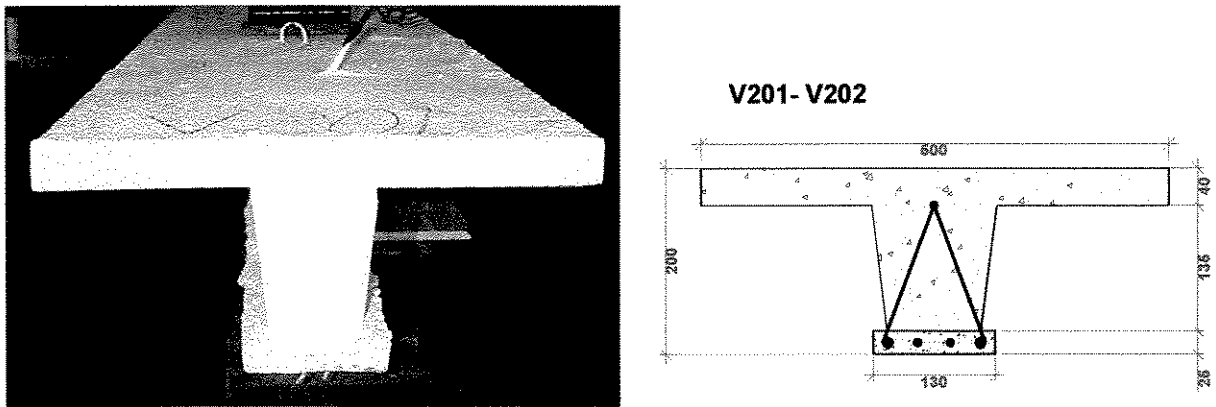


FIGURA 4.19a- Seção transversal para vigas V201 e V202.

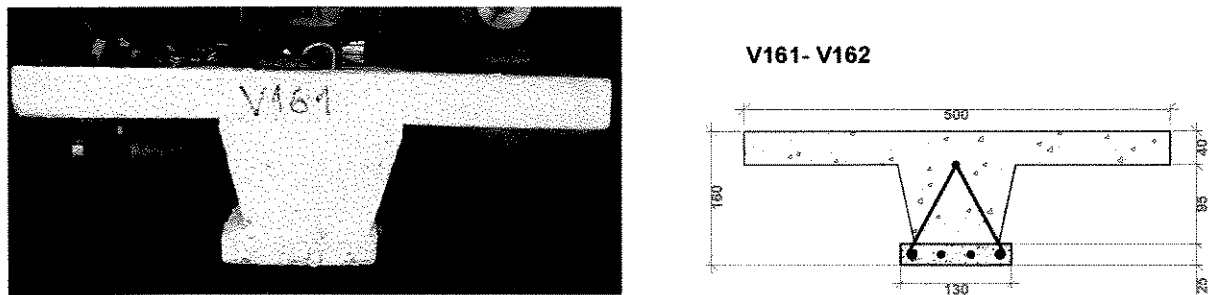


FIGURA 4.19b- Seção transversal para vigas V161 e V162.

¹ CLASSE da viga treliçada: nomenclatura adotada pelo fabricante em que para cada classe, intoreixo e sobrecarga, varia o vão máximo e a armadura da viga treliçada. As classes variam de 3 a 25.

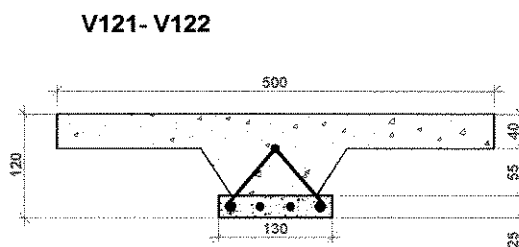


FIGURA 4.19c- Seção transversal para vigas V121 e V122

Foram utilizadas fôrmas de madeira compensada de 10mm de espessura, de boa qualidade (1ª categoria) e resistência, para garantir o melhor nível de serviço. Estas fôrmas foram presas cuidadosamente, evitando quaisquer movimentações que pudessem variar o ângulo de inclinação nas laterais da viga.

A instrumentação ou colocação dos extensômetros foi feita de maneira análoga ao segundo ensaio, ou seja, nas diagonais e no banzo superior da treliça, tomando-se a precaução de afastá-los um pouco mais dos apoios para, assim, caracterizar efetivamente o caminhamento das forças e o efeito do arco atirantado.

Para a identificação dos extensômetros do banzo superior utilizou-se a letra L seguida de um número; já para as diagonais usou-se a letra T seguida de um número. A FIGURA 4.20 apresenta o posicionamento dos extensômetros na treliça. Este mesmo critério foi usado nos seis modelos ensaiados.

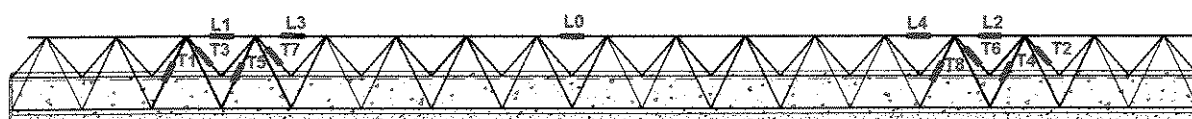


FIGURA 4.20- Posição dos extensômetros na treliça

Os apoios, distantes eixo a eixo de 3,0m, foram constituídos da mesma forma que nos primeiros ensaios, bem como o esquema de aplicação das forças, em que as forças concentradas distavam de 1,0m do eixo dos apoios.

A FIGURA 4.21 mostra o esquema de carregamento geral usado nas seis vigas.

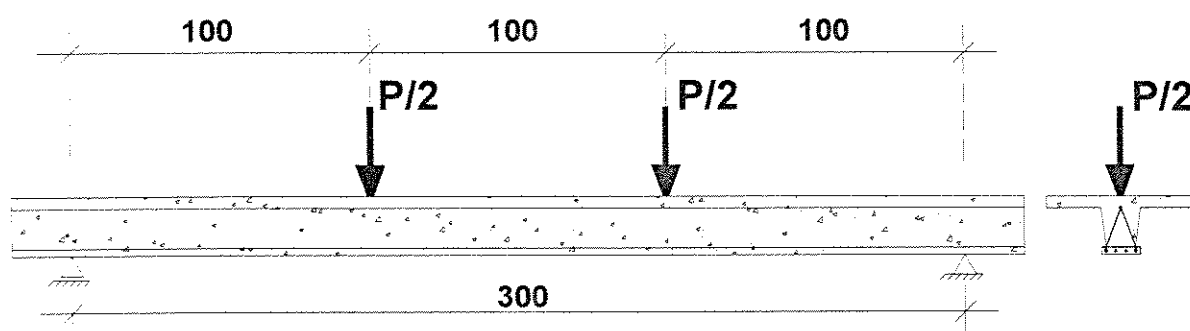


FIGURA 4.21- Esquema de Aplicação das Forças

4.3.3.3- Execução das Vigas

Após a confecção das fôrmas de madeira e a definição do traço a ser utilizado, as vigas foram concretadas. A concretagem se iniciava com a preparação dos agregados, que eram espalhados sobre o piso do laboratório durante alguns dias para a secagem do excesso de umidade. Então estes eram pesados, bem como o cimento e a água.

Após a pesagem, os materiais eram misturados em betoneira com eixo inclinado, com capacidade de 150 litros e a água era, então, acrescentada. A mistura era deixada por 10 minutos na betoneira em movimento até se conseguir a trabalhabilidade desejada.

Para cada concretagem executavam-se duas vigas e seis corpos-de-prova, os quais eram adensados em mesa vibratória do laboratório.

De acordo com item 2.8.3 do CAPÍTULO 2 e seguindo a recomendação da Norma NBR 6118/78^[4] no seu item 6.3.1.1, foi colocada sobre as fôrmas das lajes, na capa de concreto, uma armadura de $0,9\text{cm}^2$ compondo uma malha com $2 \phi 6,3$ no sentido do comprimento da viga, e barras de $\phi 6,3$ a cada 30cm no sentido transversal da viga. A FIGURA 4.22 mostra o posicionamento desta armadura e as vigas e corpos-de-prova concretados.

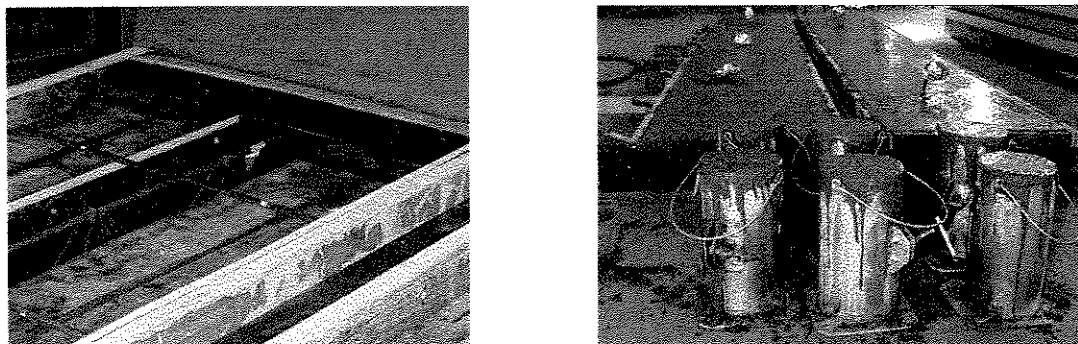


FIGURA 4. 22- Posição da armadura na mesa, vigas e corpos-de-prova concretados.

Após a concretagem, as vigas e seus respectivos corpos-de-prova eram cobertos por lona plástica para a cura. Após 5 dias as vigas e os corpos-de-prova eram desformados e cobertos novamente com a lona plástica até o término do período de cura, que era de aproximadamente 14 dias. As vigas eram identificadas com a letra V seguida da sua altura final (20, 16 ou 12), mais um número.

Após o tempo de cura, ensaiava-se a primeira viga. Neste dia rompiam-se três corpos-de-prova para avaliar a resistência à compressão do concreto. No dia seguinte era ensaiada a outra viga e mais três corpos-de-prova.

4.3.3.4-Medidas efetuadas durante o ensaio

- Medidas das flechas

Os deslocamentos verticais foram medidos da mesma forma que no segundo ensaio, com o defletômetro posicionado na seção no centro do vão. (FIG. 4.23)

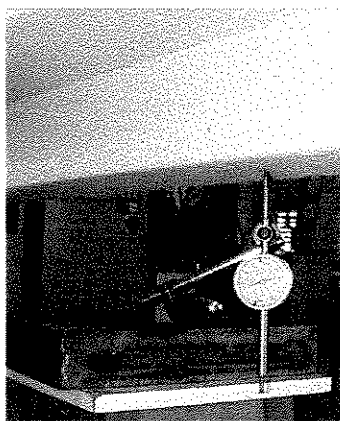


FIGURA 4.23- Posição do defletômetro- Seção no meio da viga

- Estudo da fissuração

Três dias antes dos ensaios, as vigas recebiam uma demão de tinta branca para facilitar a visualização das fissuras durante o ensaio. Na própria viga, a cada incremento de forças, as fissuras eram traçadas e anotado o valor da força que deu origem à tal fissuração. Essas começavam na parte inferior e central da viga (sapata de concreto) e se prolongavam em direção à mesa e apoios da viga. Para as vigas de menor altura elas atingiam a mesa de concreto. A FIGURA 4.24 apresenta a fissuração no meio da viga para um dos modelos ensaiados.

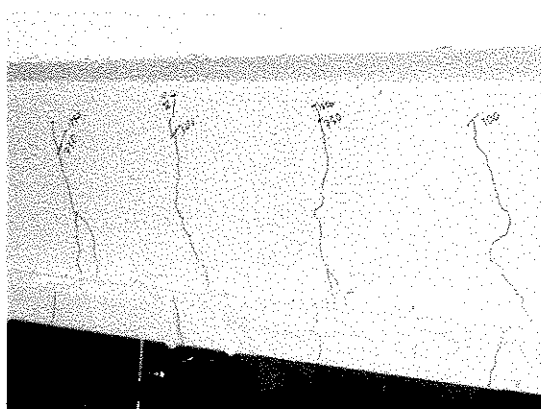


FIGURA 4.24- Traçado das fissuras para região no meio da viga

- Estudo das deformações

Para cada incremento de força, foram medidas as deformações nas armaduras através de extensômetros elétricos posicionados conforme FIGURA 4.20. Para este ensaio os extensômetros elétricos utilizados foram da marca KYOWA, KFG-5-120-C1-11 com fator $K=2.11$.

Os resultados obtidos estão apresentados no CAPÍTULO 5 e suas análises apresentadas no CAPÍTULO 6.

5- RESULTADOS DOS ENSAIOS

Este capítulo tem como objetivo apresentar os resultados que foram obtidos nos três ensaios realizados.

5.1- Primeiros Ensaios

Os primeiros ensaios realizados não tiveram nenhum tipo de instrumentação. O único resultado obtido foi o valor da força em que o banzo superior flambou e este valor foi de 1,3kN. Observou-se um acentuado deslocamento vertical no centro da peça, mas não foi medido o seu valor.

5.2- Segundo Ensaio

Em função dos resultados dos primeiros ensaios e do comportamento da vigota treliçada, foram feitas as medidas das flechas e das deformações nas peças.

- Flecha

Com as flechas totais medidas no meio do vão das peças, montou-se o diagrama de força-flecha para a vigota H-8 e H-16, em que o eixo das abcissas corresponde à força, em kN, e o eixo das ordenadas corresponde à flecha em milímetros. As FIGURAS 5.1 e 5.2 ilustram respectivamente os diagramas de força-flecha feitos para as vigotas H-8 e H-16.

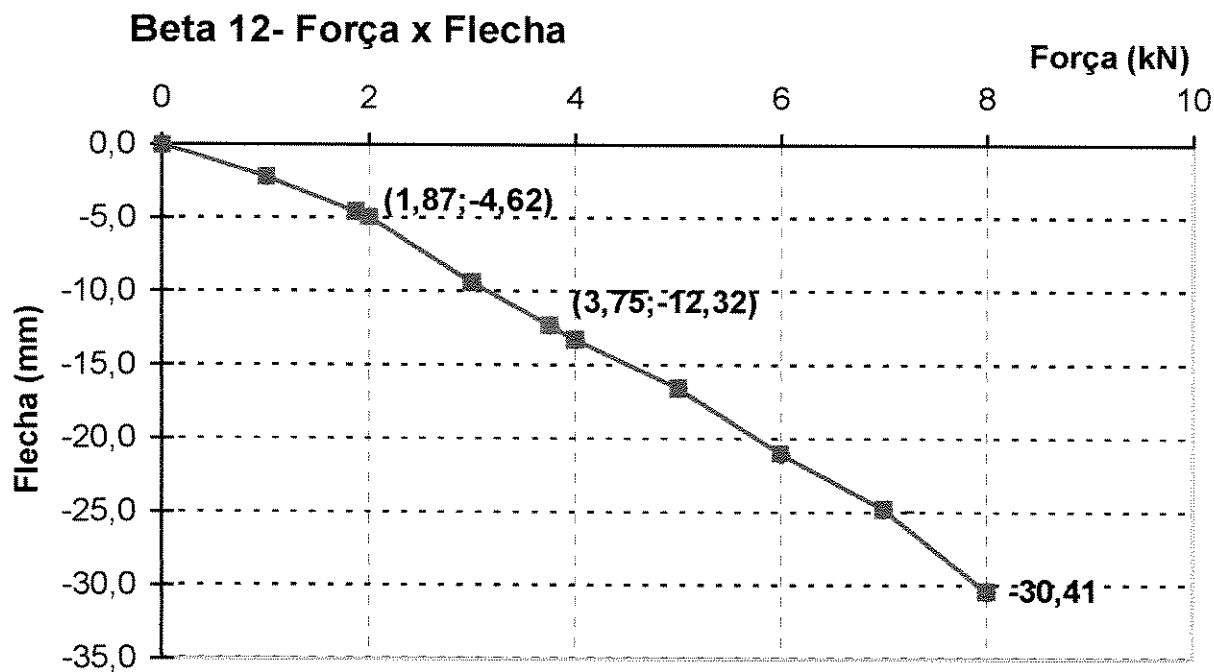


FIGURA 5.1- Diagrama Força × Flecha para Viga com altura 12 cm

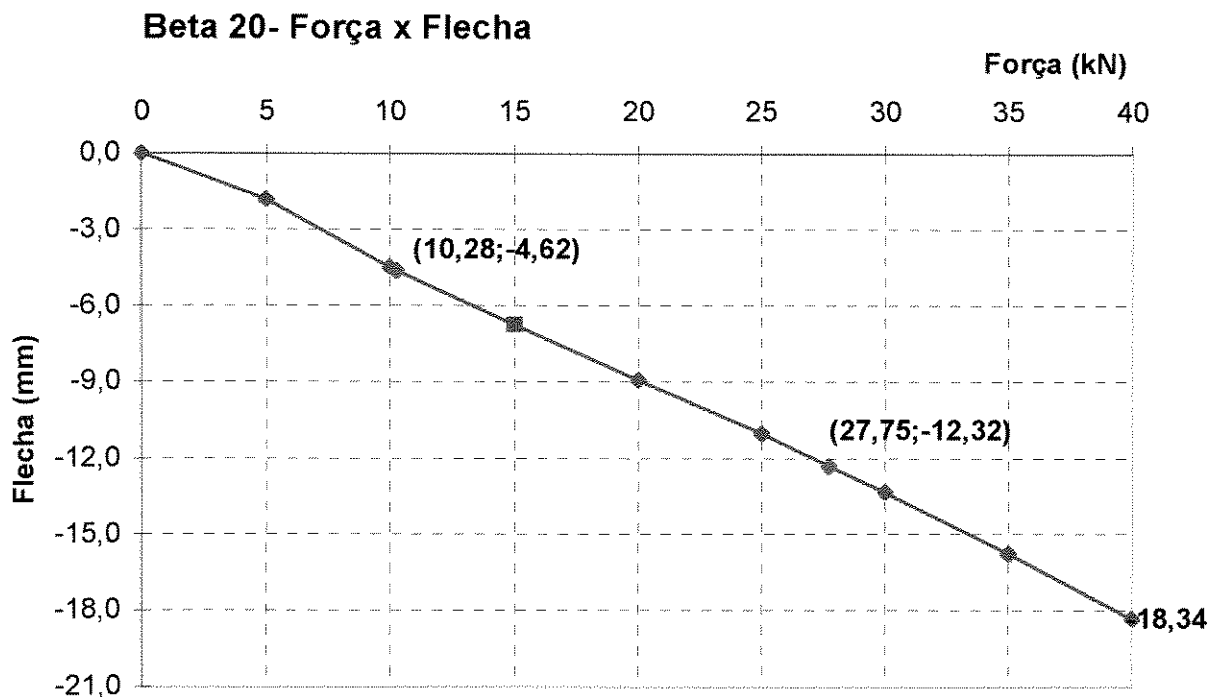


FIGURA 5.2- Diagrama Força × Flecha para Viga com altura 20 cm

Nas FIGURAS 5.1 e 5.2 os valores entre parênteses representam respectivamente a força e a flecha admissíveis pela NBR 6118/78 que correspondia a $\ell/500$, no entanto, durante a

execução das lajes os fabricantes propõem uma contra-flecha de valor igual à flecha limite definida pela Norma, portanto, apresenta-se também entre parênteses um segundo valor que corresponde à força levando-se em conta a contra-flecha e a flecha admissíveis.

- Deformações

As deformações sofridas pelas armaduras do banzo superior e diagonais e transmitidas aos extensômetros foram colocadas em função da força total aplicada. As FIGURAS 5.3 a 5.6 apresentam estes diagramas, onde o eixo das abcissas corresponde à força em kN e o eixo das ordenadas corresponde às deformações em %.

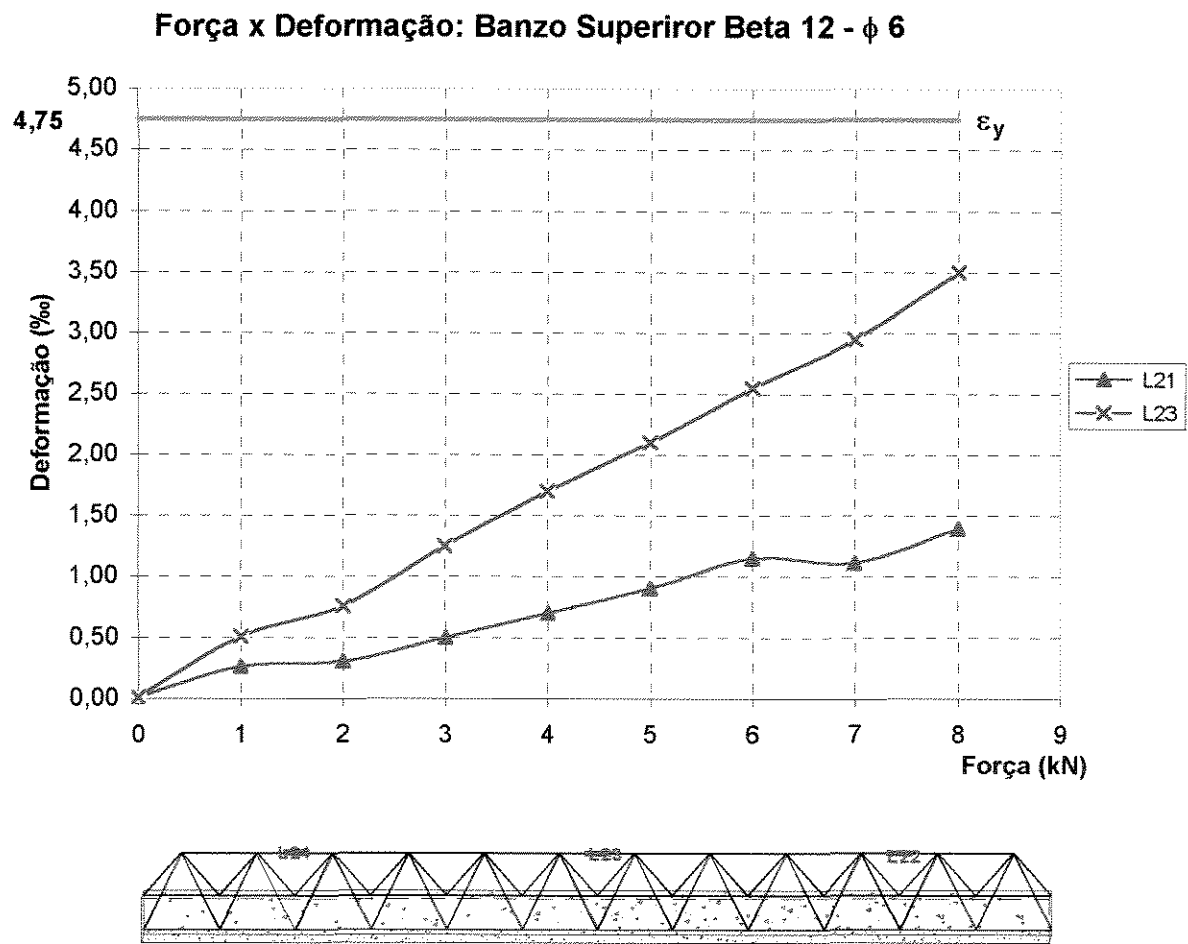


FIGURA 5.3- Diagrama Força × Deformação do Banzo Superior para Viga Beta 12

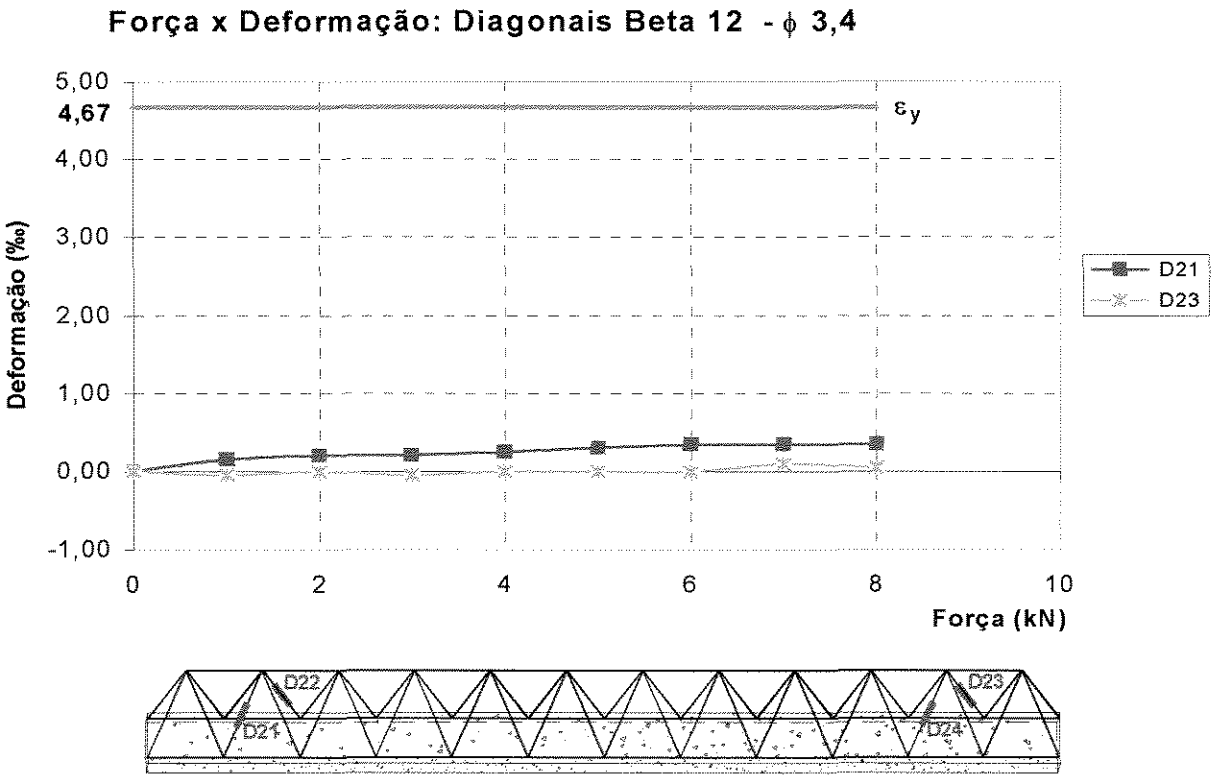


FIGURA 5.4- Diagrama Força × Deformação das Diagonais para Viga Beta 12

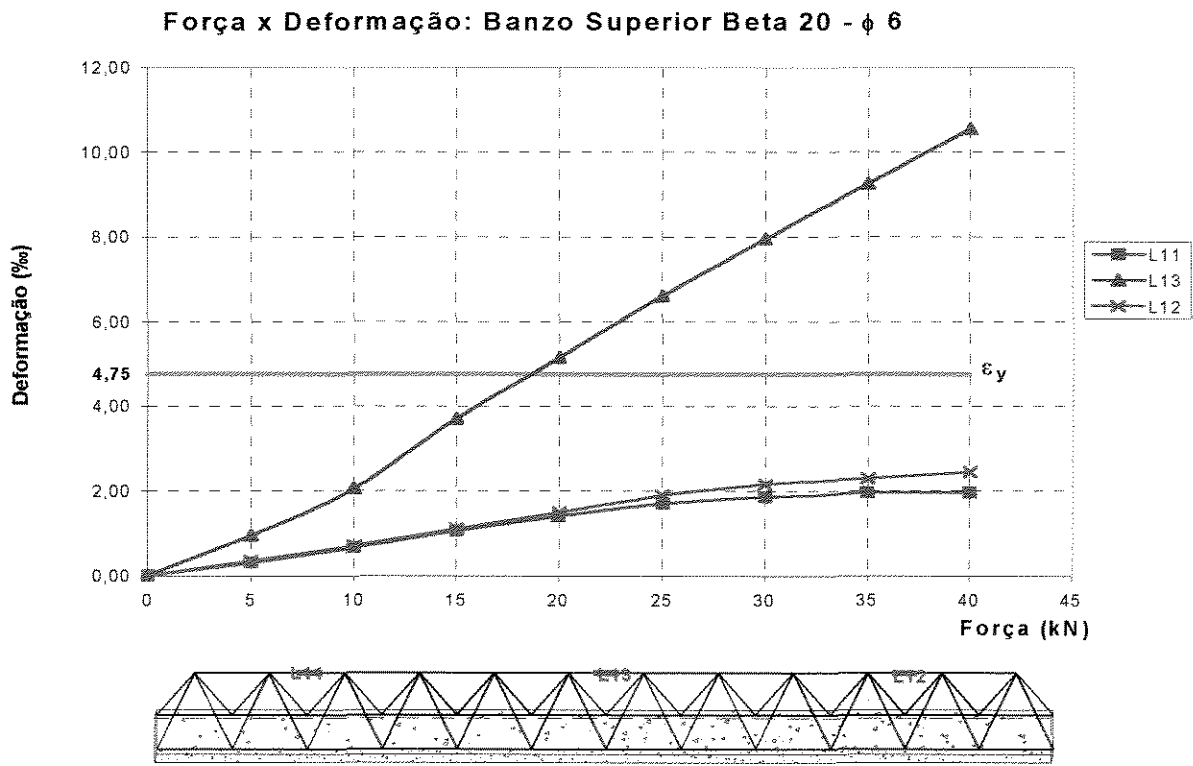


FIGURA 5.5- Diagrama Força × Deformação do Banzo Superior para Viga Beta 20

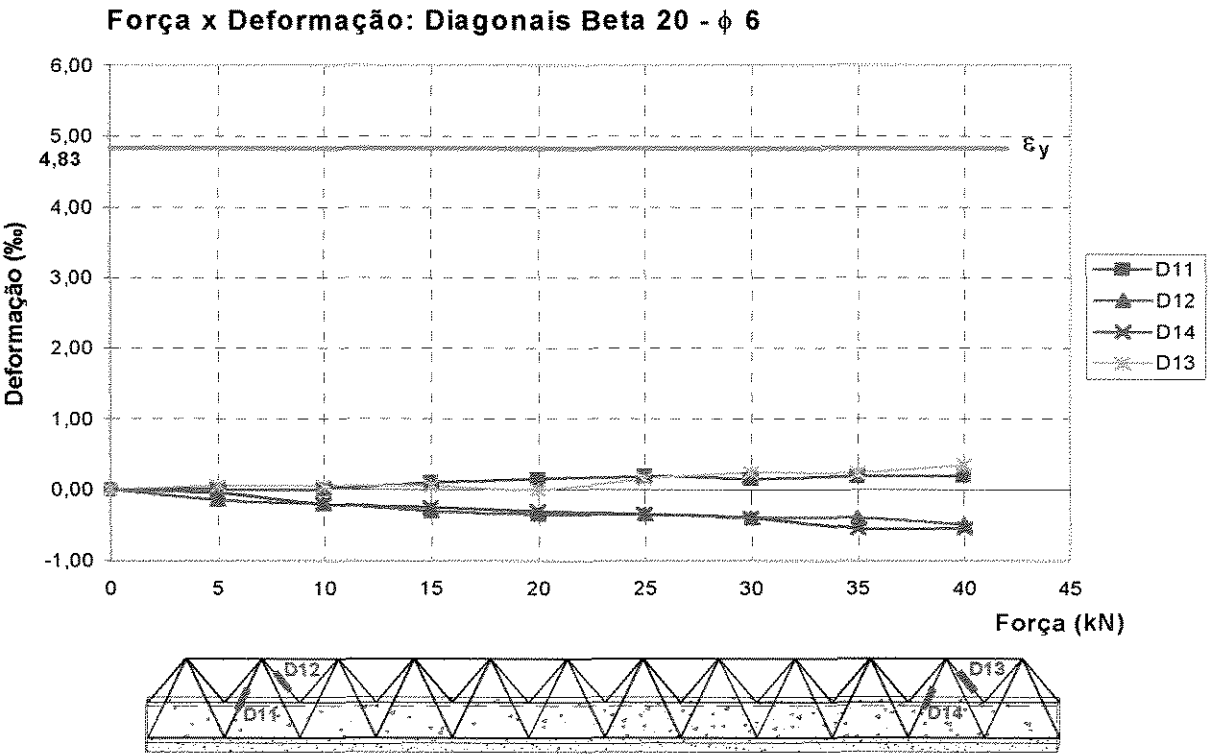


FIGURA 5.6- Diagrama Força × Deformação das Diagonais para Viga Beta 20

- Fissuração

Como foi feita apenas uma avaliação superficial da fissuração nas vigas, não foi efetuada nenhuma medida de seus valores, bem como o valor das forças que lhe deram origem.

5.3- Terceiro Ensaio

Como este ensaio era semelhante ao segundo ensaio, em que variou-se apenas a forma da seção transversal, que passou de retangular à seção T, as medidas efetuadas foram praticamente as mesmas do item 5.2. As FIGURAS 5.7 a 5.12 mostram os valores das flechas em função das forças medidas nos ensaios.

- Flechas

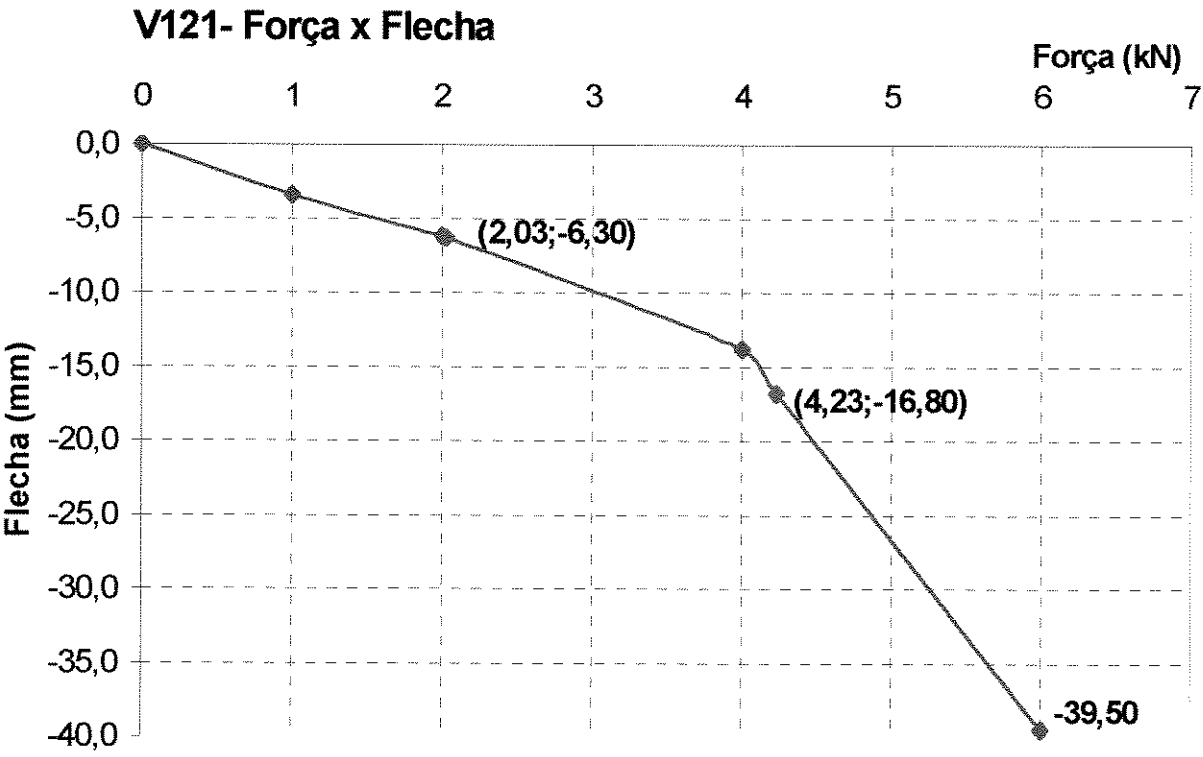


FIGURA 5.7- Diagrama Força × Flecha para V121.

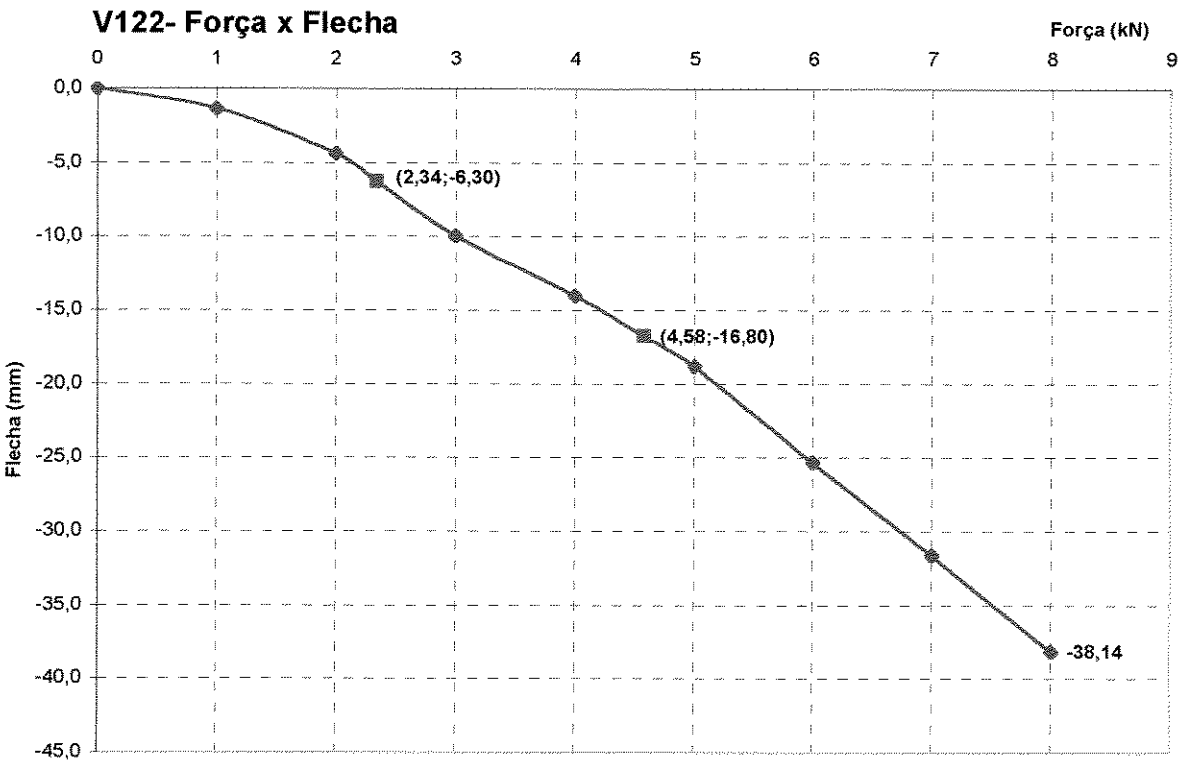


FIGURA 5.8- Diagrama Força × Flecha para V122.

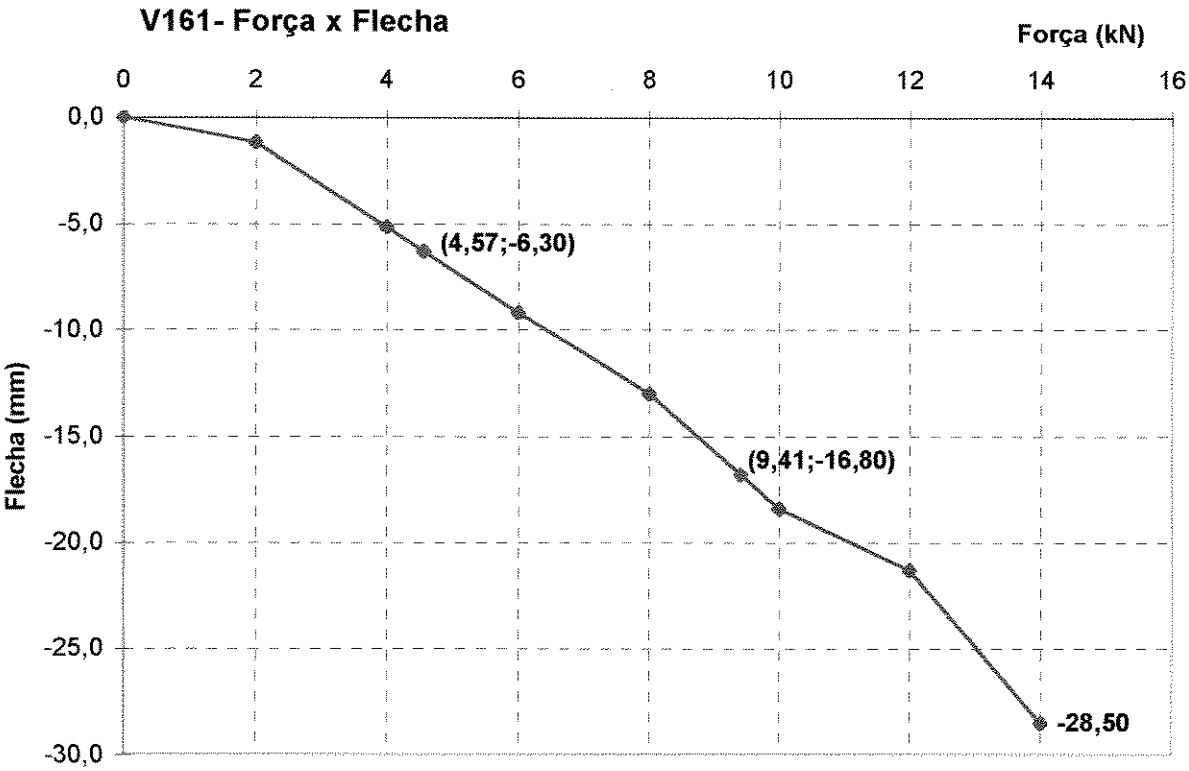


FIGURA 5.9- Diagrama Força × Flecha para V161.

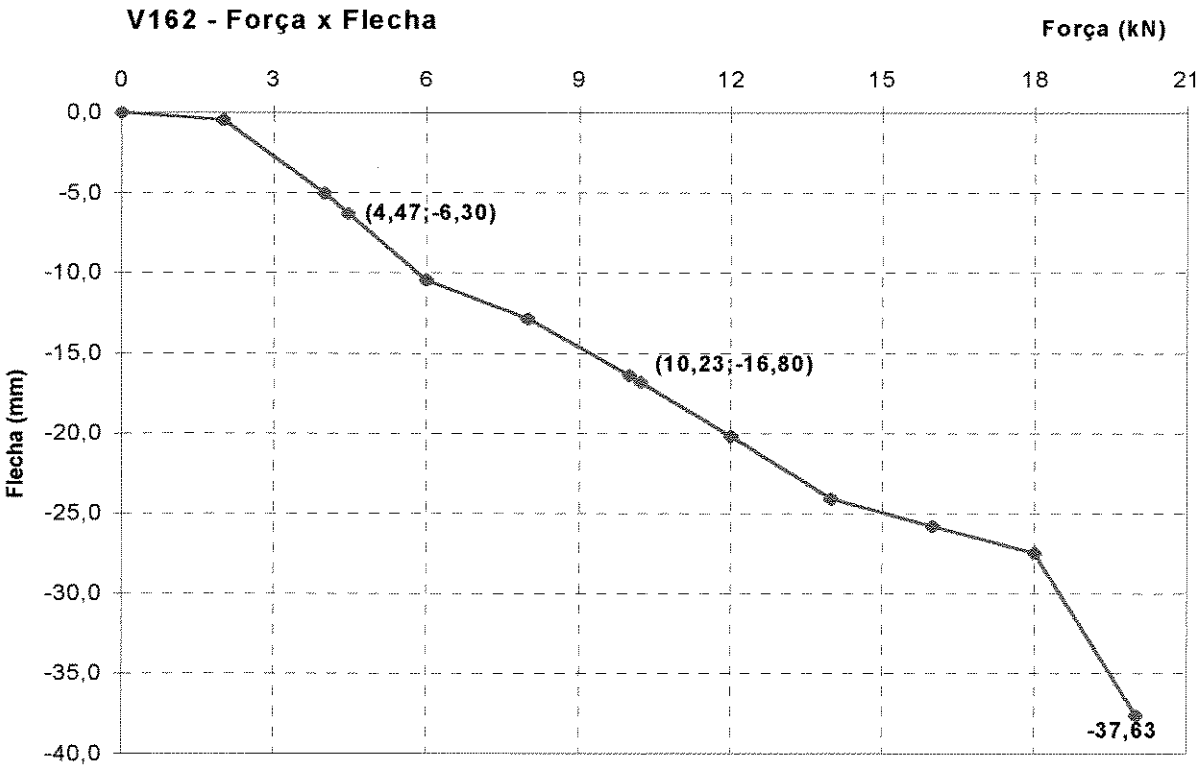


FIGURA 5.10- Diagrama Força × Flecha para V162.

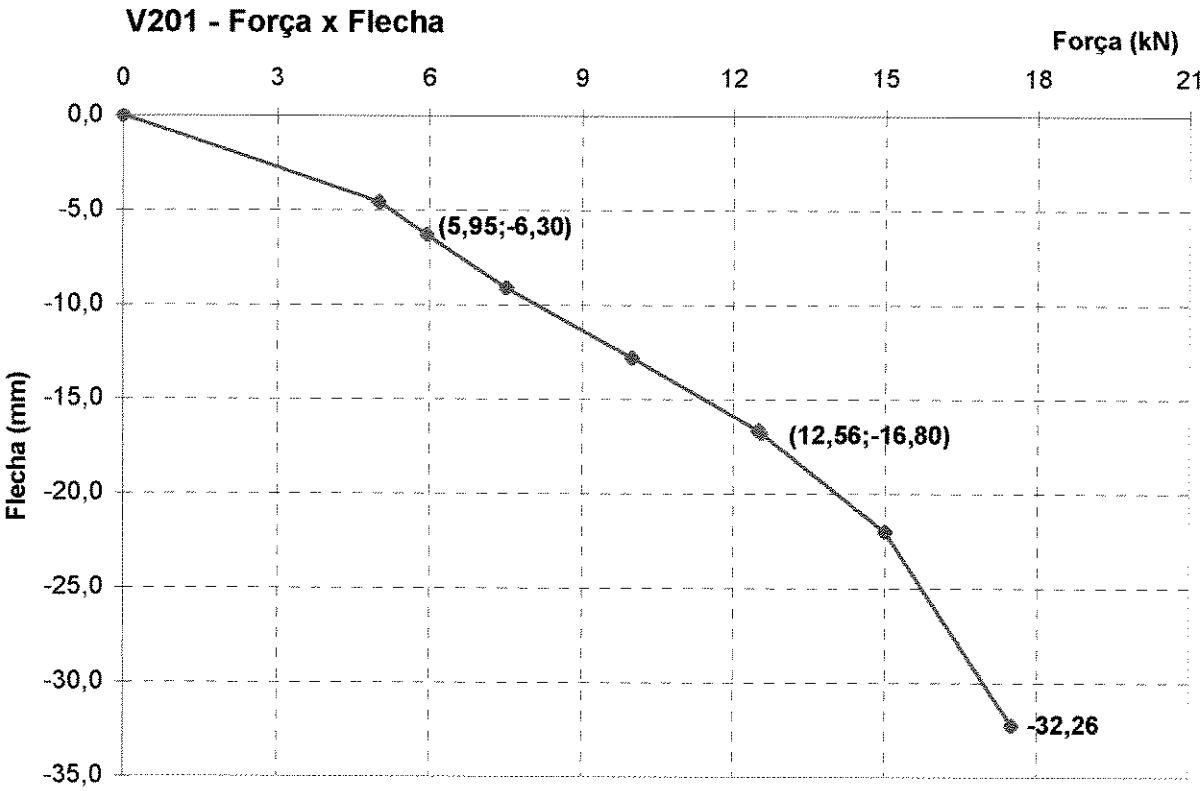


FIGURA 5.11- Diagrama Força × Flecha para V201.

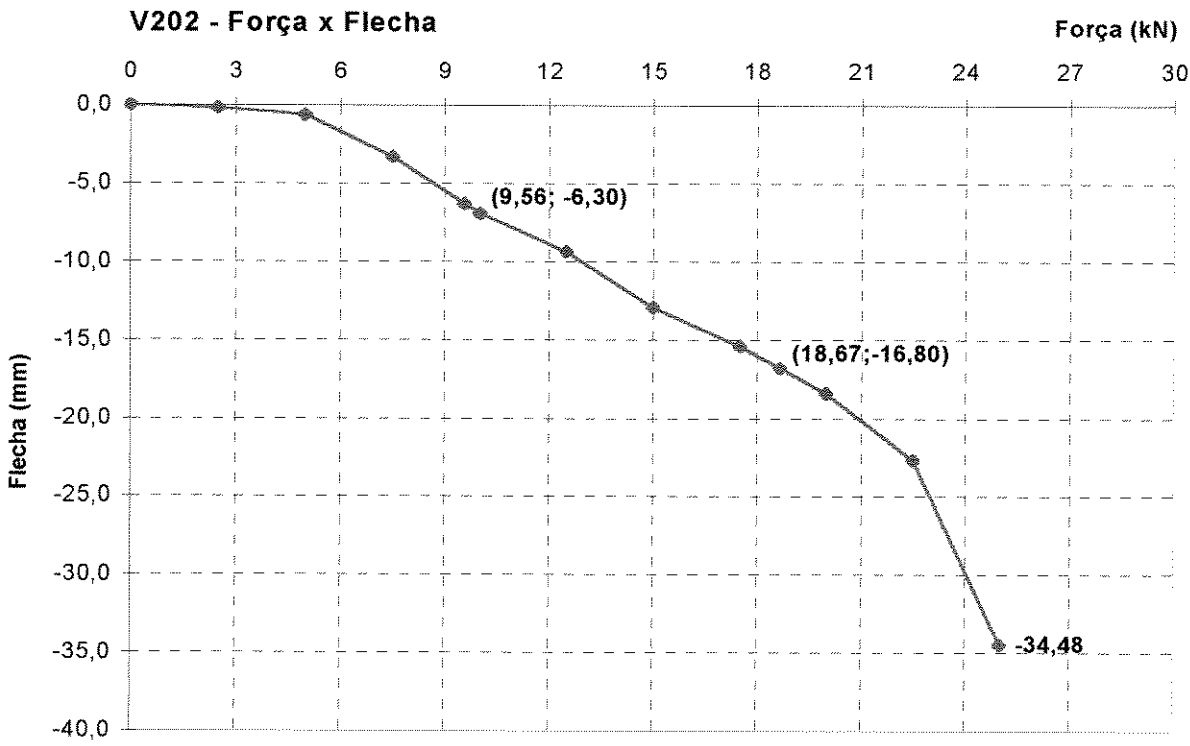


FIGURA 5.12- Diagrama Força × Flecha para V202.

- Deformações

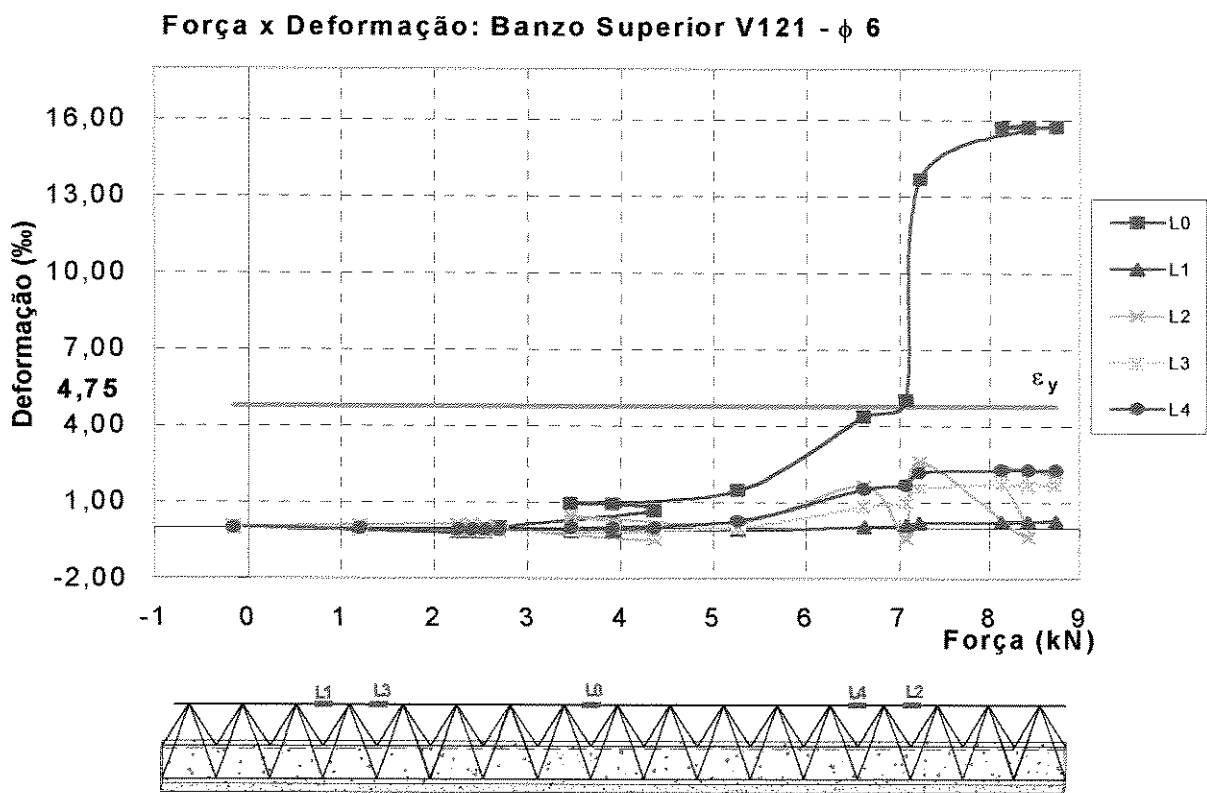


FIGURA 5.13- Diagrama Força $\times$ Deformação para Banzo Superior da V121.

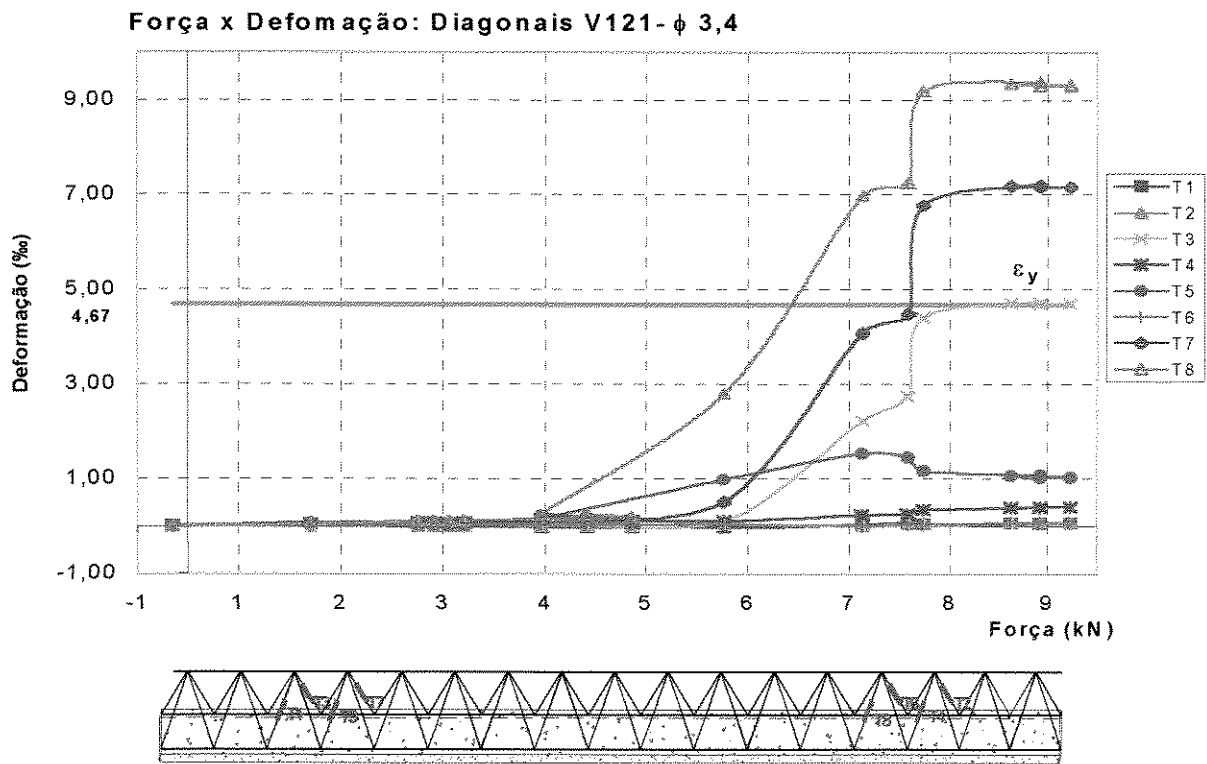


FIGURA 5.14- Diagrama Força $\times$ Deformação para Diagonais da V121.

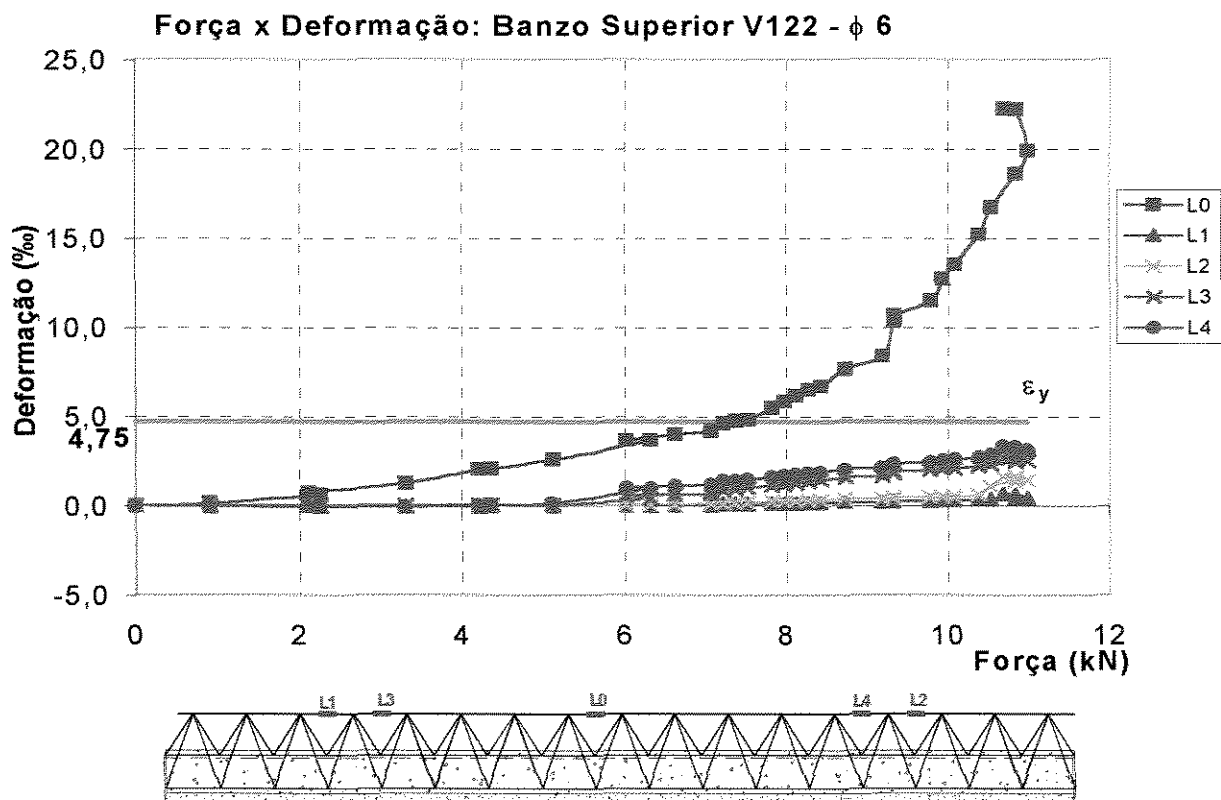


FIGURA 5.15- Diagrama Força $\times$ Deformação para Banzo Superior da V122.

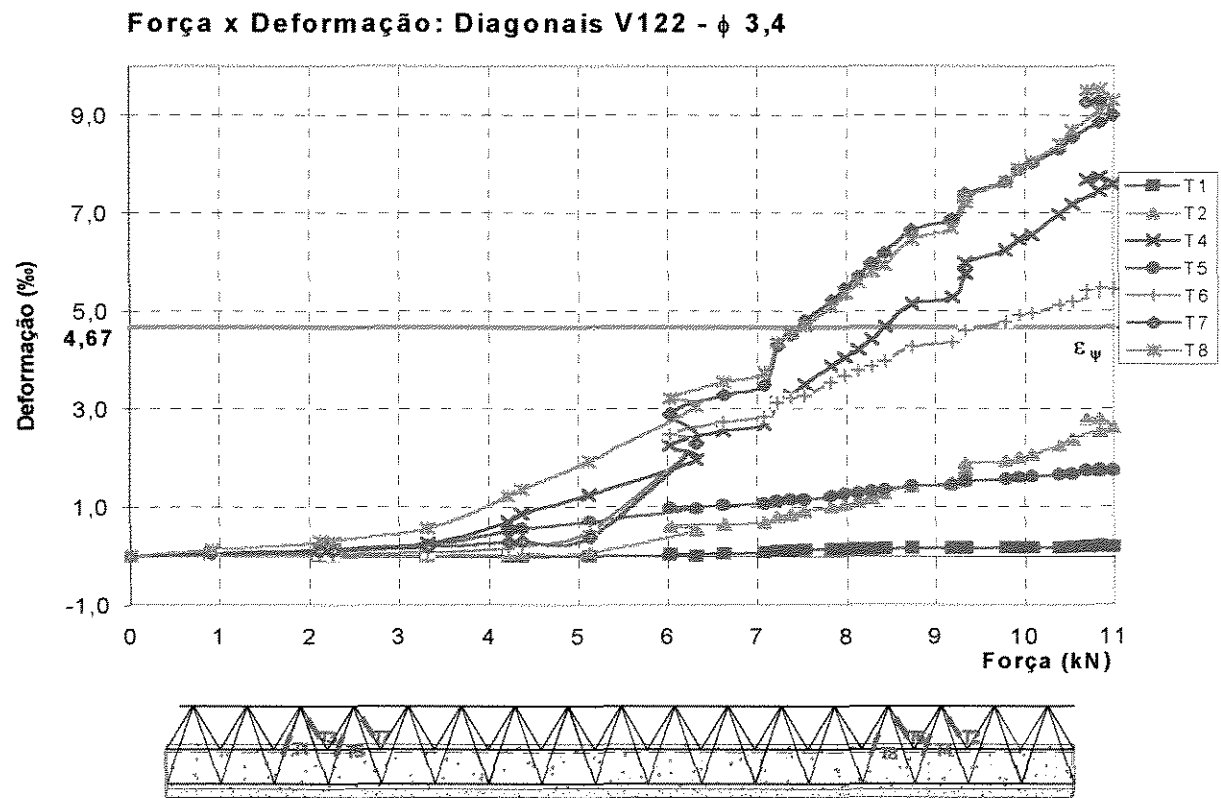


FIGURA 5.16- Diagrama Força $\times$ Deformação para Diagonais da V122.

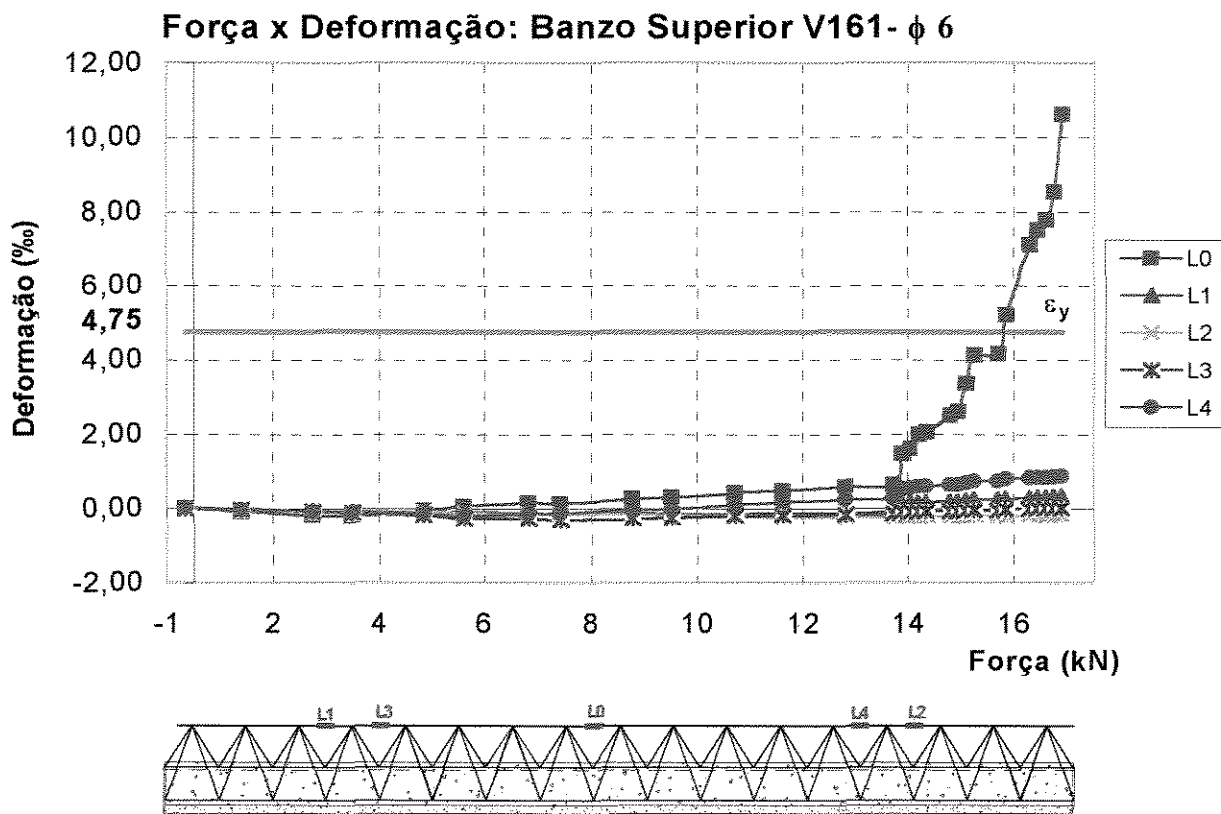


FIGURA 5.17- Diagrama Força $\times$ Deformação para Banzo Superior da V161.

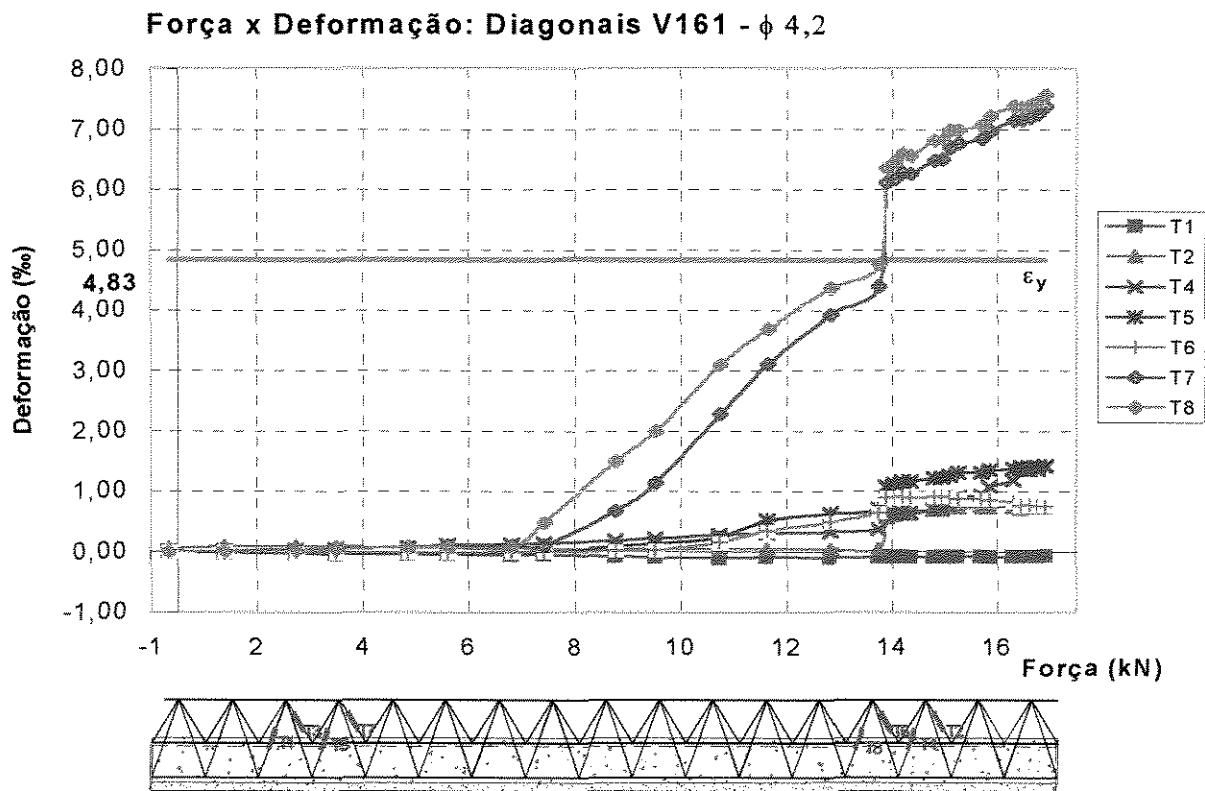


FIGURA 5.18- Diagrama Força $\times$ Deformação para Diagonais da V161.

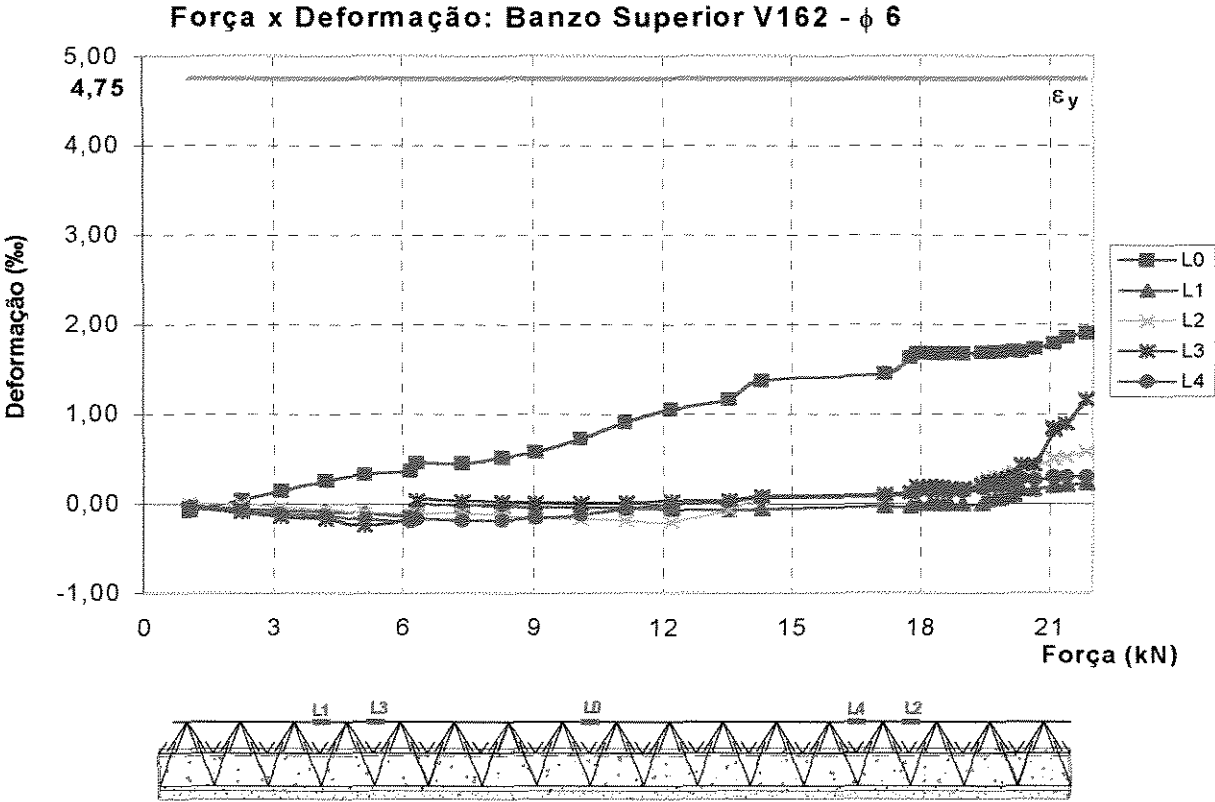


FIGURA 5.19- Diagrama Força $\times$ Deformação para Banzo Superior da V162.

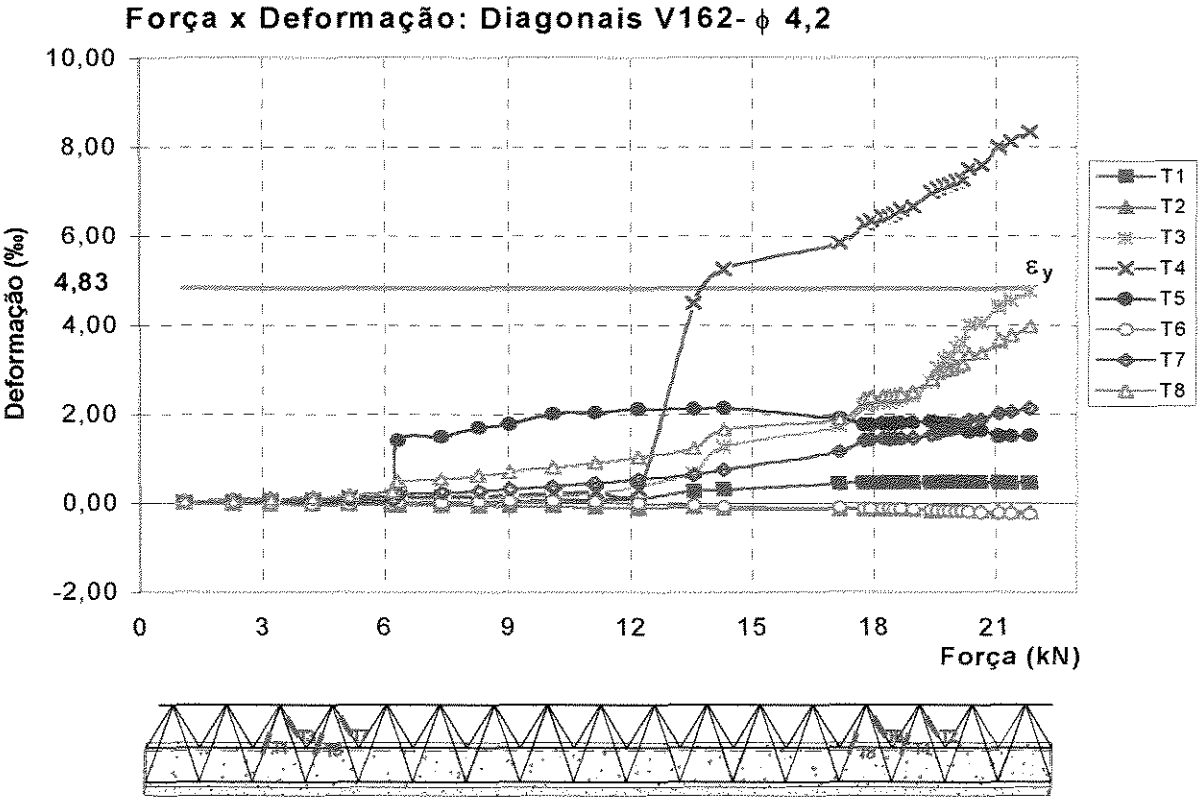


FIGURA 5.20- Diagrama Força $\times$ Deformação para Diagonais da V162.

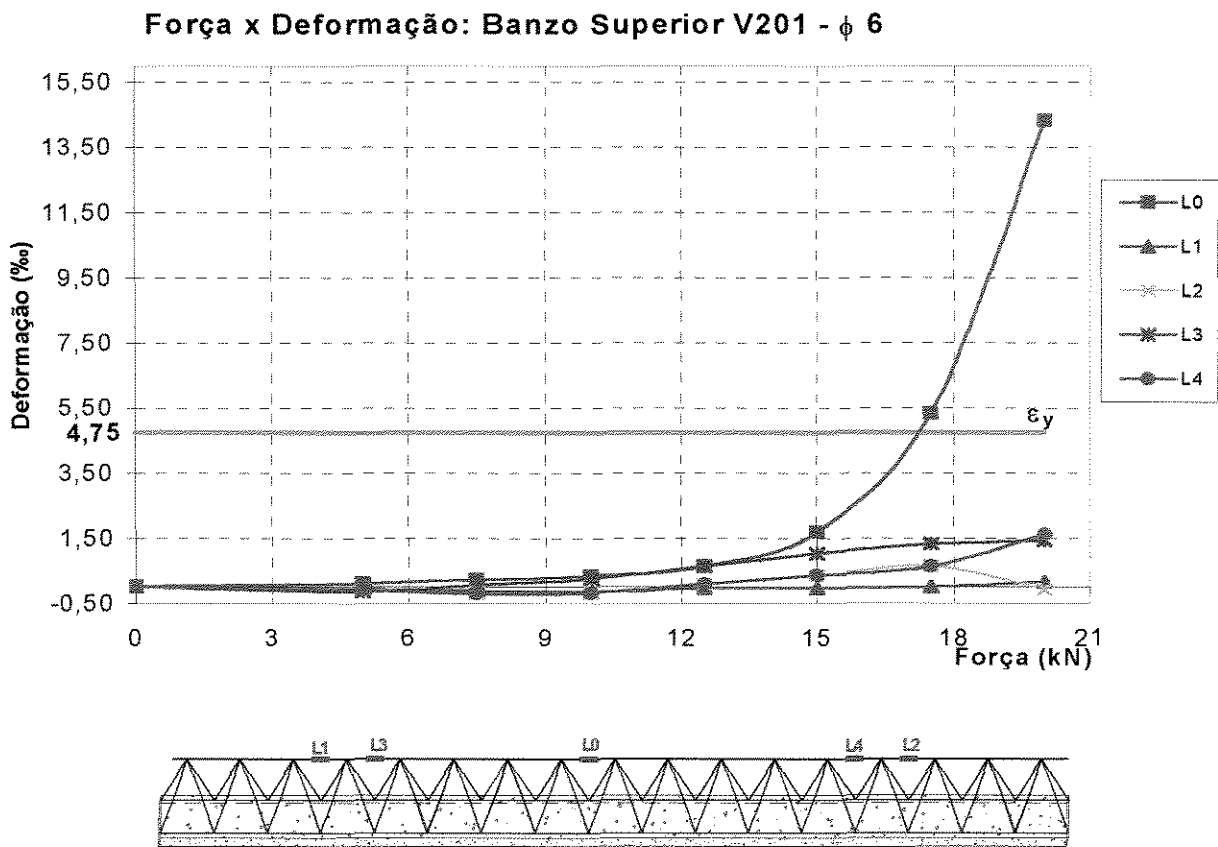


FIGURA 5.21- Diagrama Força $\times$ Deformação para Banzo Superior da V201.

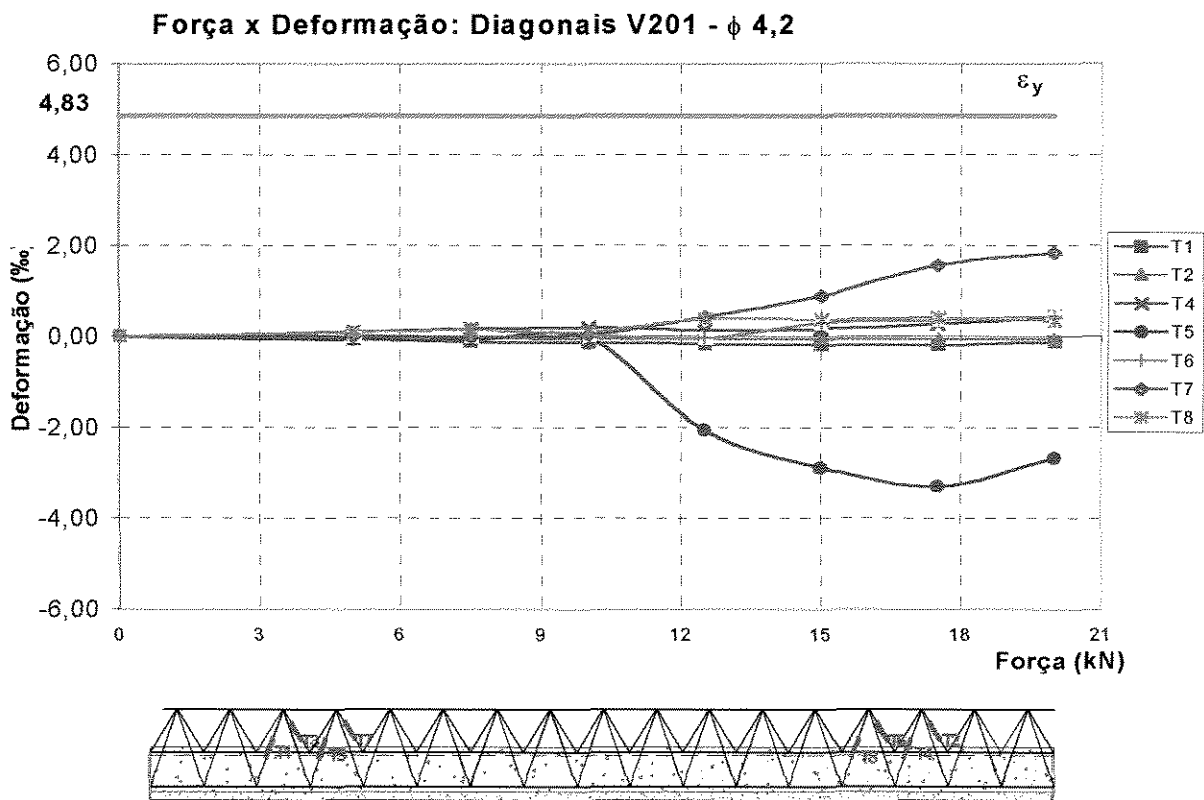


FIGURA 5.22- Diagrama Força $\times$ Deformação para Diagonais da V201.

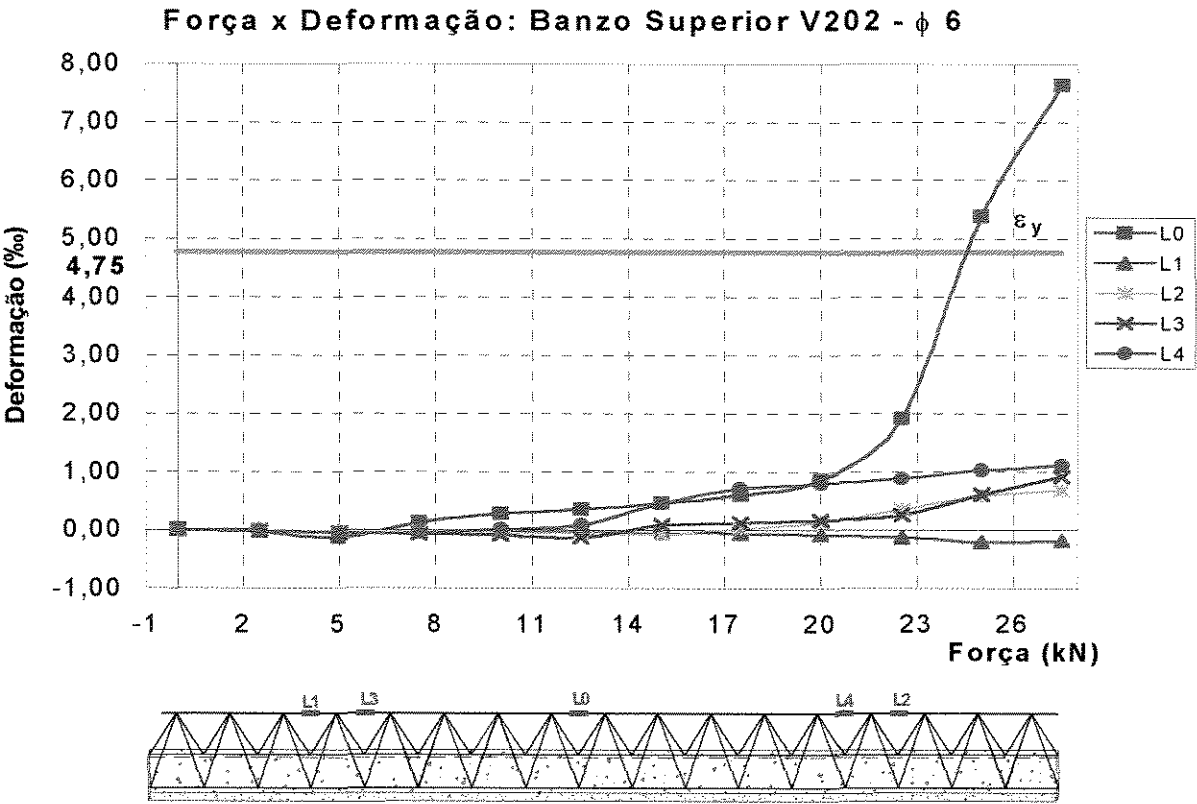


FIGURA 5.23- Diagrama Força $\times$ Deformação para Banzo Superior da V202.

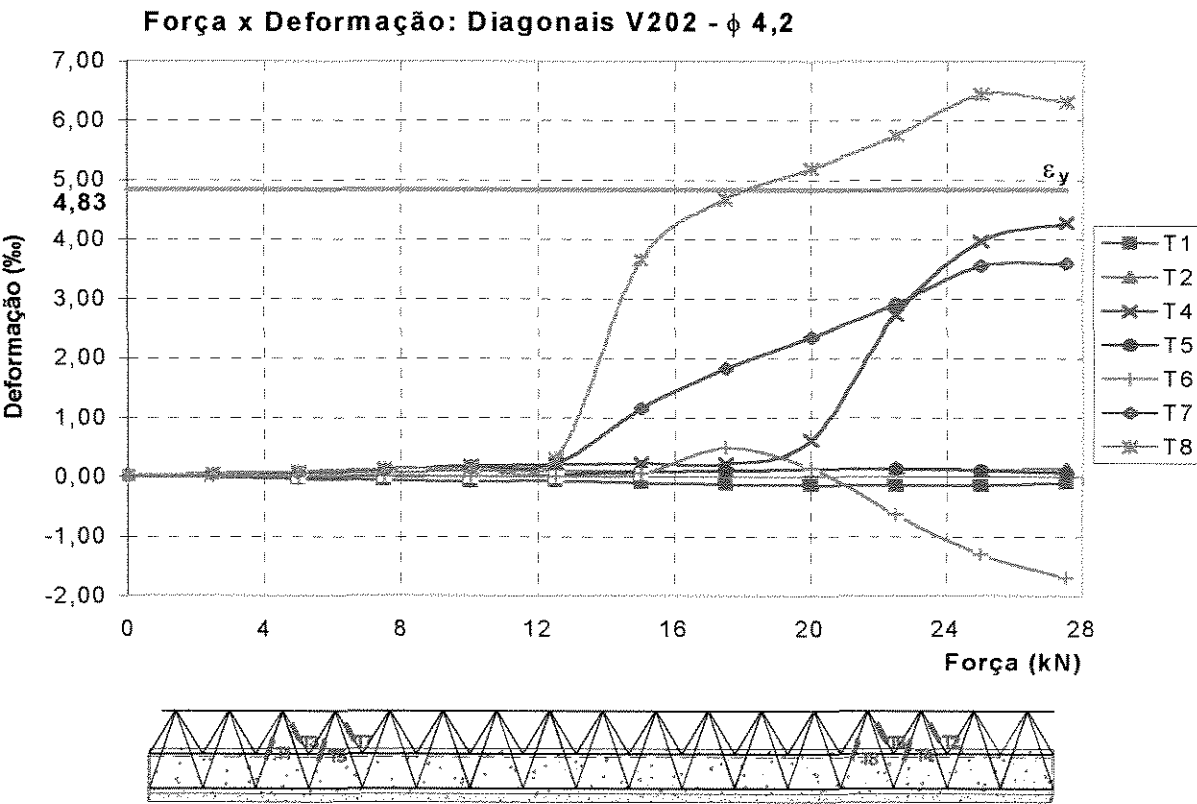


FIGURA 5.24- Diagrama Força $\times$ Deformação para Diagonais da V202.

De acordo com as FIGURAS 5.13 a 5.24, vê-se que poucas barras das diagonais entraram em escoamento e que a maioria se deformou muito pouco e que ficaram bem distantes do correspondente valor limite de escoamento do aço. O escoamento só aconteceu para valores de forças acima daquela que representa a força para contra-flecha, ou seja, a força de serviço. Já nas barras do banzo superior, para seção no meio do vão, ocorreu uma instabilidade da barra.

- Fissuração

Procurou-se neste ensaio caracterizar melhor a distribuição das fissuras durante a aplicação das forças.

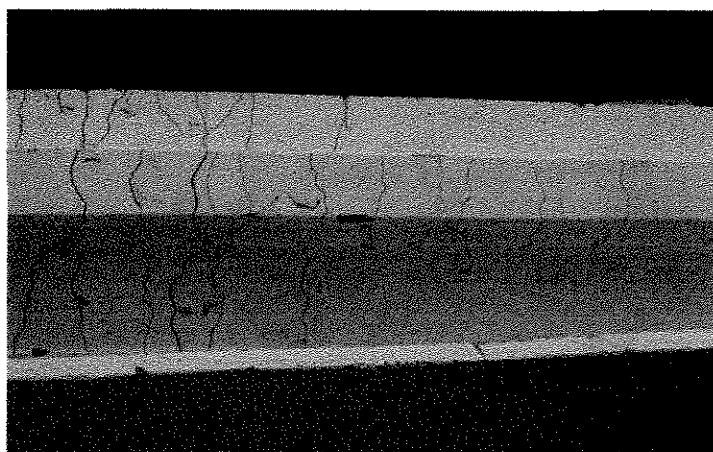


FIGURA 5.25- Configuração final de fissuras para seção no meio de V121. Vista inferior.

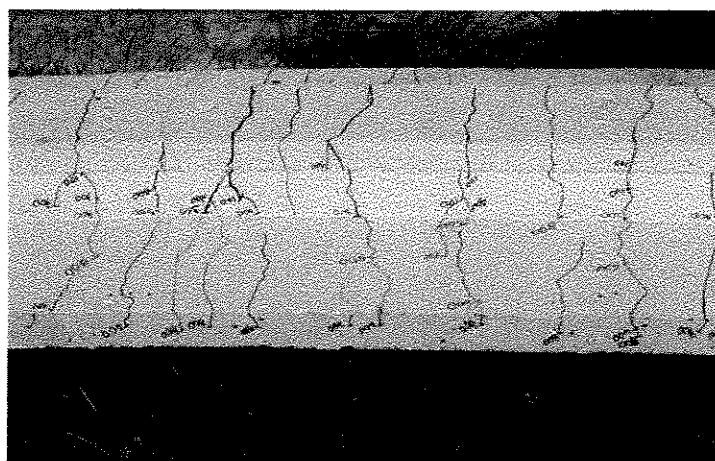


FIGURA 5.26- Configuração final de fissuras para seção no meio de V122. Vista inferior.



FIGURA 5.27 – Configuração de fissuras para V161- Vista frontal.



FIGURA 5.28- Configuração de fissuras para viga V 162. Vista posterior.



FIGURA 5.29- Configuração de fissuras para viga V201.



FIGURA 5.30- Configuração de fissuras para V202

A TABELA 5.1 apresenta os valores das forças em que surgiram as primeiras fissuras em oito das dez vigas ensaiadas, bem como as forças e flechas de serviço e forças e contra-flechas.

TABELA 5.1- Valores das forças que deram origem às primeiras fissuras

VIGA	$P_{1f}/2$ (kN)	$P_s/2$ (kN)	f_s (mm)	$P_{c.f}/2$ (kN)	$c.f_s$ (mm)
Beta 12	-	0,94	4,32	1,88	12,32
Beta 20	-	5,14	4,32	13,88	12,32
V121	5,00	1,02	6,30	2,12	16,80
V122	12,50	1,17	6,30	2,29	16,80
V161	2,00	2,28	6,30	4,71	16,80
V162	4,0	2,24	6,30	5,12	16,80
V201	0,00	2,98	6,30	6,28	16,80
V202	0,00	4,78	6,30	9,34	16,80

6- ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo tem como objetivo principal discutir os resultados dos ensaios realizados e apresentados no capítulo anterior.

Através do ensaio da vigota treliçada simples, sem o concreto complementar, concluiu-se que este tipo de ensaio não satisfazia os objetivos pretendidos, ou seja, avaliar o comportamento da treliça quando da aplicação das forças.

Pensava-se a princípio, que bastaria aplicar força à vigota e esta trabalharia normalmente, ou seja, tanto diagonais, banzo superior e a sapata de concreto apresentariam o mesmo comportamento daquele que se tinha da peça em serviço. Observou-se que com este tipo de ensaio, os objetivos propostos não seriam atingidos e que ele seria útil apenas para a determinação das distâncias entre linhas de escoras no sentido transversal das vigotas, usadas durante a fase de concretagem das lajes.

Através deste ensaio prévio, notou-se a real necessidade de escoramento deste tipo de laje nesta fase, pois a flecha observada quando da aplicação do carregamento foi grande. Nesta fase, somente o escoramento e as vigotas são responsáveis pela segurança da laje, haja visto que o concreto lançado em obra ainda está fresco e não possui resistência suficiente para suportar as forças atuantes.

Para determinar a distância máxima entre as linhas de escoras, leva-se em consideração as ações de construção atuante nesta fase que são: o peso próprio das vigotas, dos elementos de enchimento, do carrinho de transporte do concreto e do concreto transportado por ele e do madeiramento utilizado para transporte sobre a laje, supondo-se que tais elementos estejam dispostos sobre o painel de laje, nos locais mais desfavoráveis.

Segundo recomendação do próprio fabricante, deve-se considerar, a favor da segurança, pelo menos uma linha de escora em um painel de laje, mesmo que o vão da laje seja inferior ao comprimento mínimo calculado.

Determinados os valores das forças e considerando as vigotas como vigas contínuas, pois, as linhas de escoras funcionam como apoios intermediários, determina-se o vão máximo entre as linhas, bem como o momento fletor resistente para as vigotas.

Tal estudo já foi feito por GASPAR^[21], e portanto não fez parte deste projeto de pesquisa.

Observou-se neste tipo de ensaio, que a ruína da vigota não ocorre com o colapso súbito da peça e sim com a instabilidade da barra do banzo superior da treliça e um aumento exagerado nos deslocamentos verticais.

Com a verificação de que não era suficiente aplicar forças na vigota simples para avaliar o seu comportamento e que a treliça necessita do concreto de capeamento lançado em obra para resistir aos esforços impostos pelas ações de serviço, realizou-se o segundo e terceiro ensaios.

Nestes ensaios, através dos dez modelos analisados, pôde-se ter uma visão melhor do comportamento da vigota treliçada.

Com relação à flecha, pela análise dos gráficos 5.1, 5.2, 5.5 a 5.10 do CAPÍTULO 5, a flecha final pouco antes da ruptura se mostrou bastante acentuada, tanto para a vigota mais baixa quanto para de maior altura, sendo mais acentuada para a vigota com altura menor, pois, esta apresenta uma menor rigidez quanto à flexão.

Com relação aos valores de flecha de serviço permitidos pela NBR 6118/78^[4], item 4.2.3.1 tem-se:

“a- atuando todas as ações: $f = \ell / 300$

$$f = \ell / 500 \text{ (no caso de balanço)}$$

b- atuando só ações acidentais: $f = \ell / 500$

$$f = \ell / 250 \text{ (no caso de balanço) onde } \ell \text{ é o vão teórico”}.$$

Os modelos ensaiados se adaptam ao caso b, sem levar em conta a contra-flecha que normalmente é executada na obra.

No item 3.2.2.1 da mesma norma diz que: “ o vão teórico é a distância entre os centros dos apoios, não sendo maior que:

a- viga isolada: $1,05\ell_o$

b- em vão extremo da viga contínua: o vão livre acrescido da semi-largura do apoio interno e de $0,03\ell_o$.

ℓ_o é vão livre entre apoios” .

$\ell = 1,05\ell_o$ $\ell_{o1}=2,2\text{ m (dois primeiros modelos)}$

$\ell_{o2}=3,0\text{ m (demais modelos)}$

$\ell_1 = 2,31\text{m}$

$\ell_2 = 3,15\text{m}$

$f_1 = \frac{1}{500} \ell_1 = \frac{1}{500} \times 2,31 = 0,0046\text{m} = 4,62\text{mm}$

$f_2 = \frac{1}{500} \ell_2 = \frac{1}{500} \times 3,15 = 0,0063\text{m} = 6,30\text{mm}$

Com estes valores de flechas e pelas FIGURAS 5.1; 5.2; 5.5 a 5.10, têm-se na TABELA 6.1:

TABELA 6.1- Cálculo da força por área para os modelos ensaiados com duas forças concentradas P/2.

Vigota	f_s (mm)	$P_s/2$ (kN)	M_s (kN.m)	p_s (kN/m)	q_s (kN/m ²)	cf_s (mm)	$P_{ef}/2$ (kN)	M_{ef} (kN.m)	p_{ef} (kN/m)	q_{ef} (kN/m ²)
β12	4,32	0,94	0,66	1,08	2,17	12,32	1,88	1,31	2,17	4,34
β16	4,32	5,14	4,11	6,80	13,60	12,32	13,88	11,10	18,35	36,70
V121	6,30	1,02	1,02	0,90	1,80	16,80	2,12	2,12	1,88	3,76
V122	6,30	1,17	1,17	1,04	2,08	16,80	2,29	2,29	2,04	4,07
V161	6,30	2,28	2,28	2,03	4,06	16,80	4,71	4,71	4,18	8,36
V162	6,30	2,24	2,24	1,99	3,97	16,80	5,12	5,12	4,55	9,09
V201	6,30	1,98	1,98	2,65	5,30	16,80	6,28	6,28	5,58	11,16
V202	6,30	4,78	4,78	4,25	8,50	16,80	9,34	9,34	8,30	16,60

TABELA 6.2- Cálculo da força de ruptura por área para os modelos ensaiados com duas forças concentradas P/2.

Vigota	f_r (mm)	P_r (kN)	M_r (kN.m)	p_r (kN/m)	q_r (kN/m ²)
β12	30,41	4,75	3,33	5,50	11,00
β16	18,34	21,00	16,80	27,77	55,54
V121	39,40	3,31	3,31	2,94	5,88
V122	38,14	5,50	5,50	4,89	9,78
V161	28,50	7,00	7,00	6,22	12,44
V162	37,63	10,00	10,00	8,89	17,78
V201	32,26	9,16	9,16	8,14	16,29
V202	34,48	13,75	13,75	12,22	24,44

A flecha teórica pode ser calculada pela expressão, levando-se em consideração a resistência da seção transversal. A flecha máxima permitida para uma viga simplesmente apoiada com duas forças concentradas vale:

$$f = \frac{P_{cf} \cdot 2(3\ell^2 - 4a^2)}{24EI}$$

Sendo:

P_{cf} : força total de obtida no ensaio que corresponde a soma de f_s e f_{cf} ,

a : distância de aplicação da força ao apoio mais próximo;

ℓ : comprimento total da viga;

I : momento de inércia da seção transversal da viga;

$E = 0,9 \cdot 2100 \sqrt{f_{cf}}$ (módulo de deformação secante do concreto armado - item 8.2.5 da NBR 6118/78). (MPa)

$f_{cf} = f_c$ medido nos corpos-de-prova rompidos por ocasião dos ensaios. (MPa)

Considerando os dados das seções transversais das vigas e os resultados dos ensaios, têm-se:

TABELA 6.3- Cálculo da Força permitida pela resistência dos materiais levando-se em consideração a soma da flecha mais contra-flecha.

Vigota	f_c (MPa)	E (MPa)	I (cm ⁴)	cf_s (mm)	a (cm)	ℓ (cm)	$P_{cf}/2$ (kN)	$P_{RM}/2$ (kN)
$\beta 12$	18,0	25.357,01	1.872,00	12,32	80,00	220,00	1,88	18,32
$\beta 16$	18,0	25.357,01	8.666,67	12,32	70,00	220,00	13,88	92,32
V121	27,31	31.233,64	3.216,43	16,80	100,0	300,00	2,12	22,01
V122	27,31	31.233,64	3.216,43	16,80	100,0	300,00	2,29	22,01
V161	17,82	25.229,91	7.374,52	16,80	100,0	300,00	4,71	40,77
V162	17,82	25.229,91	7.374,52	16,80	100,0	300,00	5,12	40,77
V201	18,80	25.914,37	13.984,51	16,80	100,0	300,00	6,28	79,10
V202	18,65	25.810,79	13.984,51	16,80	100,0	300,00	9,34	79,41

Com a análise teórica se obtém uma força muito maior do que aquela medida pelas peças durante os ensaios, levando-se em consideração a soma da flecha recomendada por norma e a contra-flecha como uma indicação construtiva recomendado pelo fabricante.

Pela análise das tabelas acima apresentadas, fez-se a TABELA 6.4 comparativa:

TABELA 6.4- Coeficiente de segurança entre forças fornecidas pelos fabricantes e aquelas medidas nos ensaios dos modelos

Vigota	q_s (kN/m ²)	q_{cf} (kN/m ²)	q_f (kN/m ²)	CS_1 (q_s / q_f)	CS_2 (q_{cf} / q_f)
$\beta 12$	2,17	4,34	-	-	-
$\beta 16$	13,60	36,70	-	-	-
V121	1,80	3,76	4,00	0,45	0,94
V122	2,08	4,07	4,00	0,52	1,01
V161	4,06	8,36	5,98	0,68	1,40
V162	3,97	9,09	5,98	0,66	1,52
V201	5,30	11,16	8,00	0,66	1,40
V202	8,50	16,60	8,00	1,06	2,10

Onde:

CS_1 = coeficiente de segurança entre a força por área de utilização e aquela fornecida pelo fabricante;

CS_2 = coeficiente de segurança entre a força de serviço e aquela fornecida pelo fabricante.

Como se pode notar, pela TABELA 6.4, a relação entre a força máxima de serviço (sem a contra-flecha) obtida nos ensaios e a força fornecida pelo fabricante é inferior a 1. Já quando se aplica a contra-flecha, esta relação na maioria dos modelos supera a unidade. Fica evidente a necessidade da aplicação da contra-flecha quando da concretagem das peças para, assim, fazer-se a determinação do estado limite último de utilização destas. Esta relação também pode ser maior para as vigotas que formam um painel de laje, pois, ocorre aí uma solidarização de uma vigota na outra, favorecendo o efeito de continuidade entre estas, o que não aconteceu nos ensaios realizados, pois, só se tinha o efeito de uma viga isolada.

Com relação à formação de fissuras, os ensaios mostraram o surgimento das primeiras aberturas já para as primeiras forças aplicadas, sendo este um fato que preocupa com relação ao desconforto que isto pode causar ao usuário deste tipo de laje, no entanto, isto não se percebe na prática pois as vigas são elementos internos da laje.

As fissuras foram apenas de flexão e sua incidência maior se deu na região entre as forças. As fissuras para as vigas V201, V202, V161 e V162 se localizaram quase que exclusivamente na alma da viga, aparecendo pequenas aberturas na mesa somente por ocasião da ruptura das peças. Este fato mostra que a seção não funciona como “T” e sim como retangular tendo como mesa de compressão a capa da laje; em outras palavras, a linha neutra corta a mesa da viga “T”.

O que se conclui é que as lajes treliçadas devem ser tratadas quando do dimensionamento de suas seções (tanto de concreto quanto de armadura) como seção retangular e não como seção T.

Para que haja solidarização entre a alma da vigota e a mesa formada pela capa de concreto das lajes com maior espessura, vale a recomendação de FRANCA^[18], em que se deve deixar aproximadamente 1cm do banzo superior da treliça na capa de concreto. O fabricante não deixa esta informação clara em seus manuais de orientação ao usuário.

Nos ensaios realizados dos modelos pôde-se verificar que não houve escoamento de nenhuma barra diagonal para cargas de utilização; já no banzo superior a deformação na armadura inicialmente foi de compressão como era esperado, mas em consequência da abertura de fissuras que atingiu a junção da mesa com a alma, a armadura do banzo superior passou a ser tracionada, obedecendo o regime elástico do ensaio. A partir de determinada força a deformação cresceu aleatoriamente e a expectativa do ocorrido talvez seja consequência de uma instabilidade da banzo superior, fato que foi verificado nos primeiros ensaios para a viga treliçada sem o concreto complementar.

As diagonais tiveram uma deformação adequada em decorrência da deformação das barras do banzo superior e banzo inferior. No entanto essas deformações são insignificantes para os estados limites de utilização. Aqui também fica demonstrado uma informação errônea do fabricante com relação ao trabalho das diagonais no combate aos esforços cortantes. As diagonais com a inclinação em que se apresentam e altura de treliça dadas não trabalham no combate a este tipo de esforço.

Alguns extensômetros foram danificados quando da concretagem dos modelos, não sendo possível fazer suas leituras, o que não chegou a comprometer os resultados finais dos ensaios.

CONCLUSÕES

Através dos estudos e ensaios realizados, pôde-se dar uma contribuição maior ao estudo das lajes pré-fabricadas treliçadas. Com os ensaios feitos em laboratório teve-se a confirmação ou não de informações e dados fornecidos pelos fabricantes deste tipo de laje.

Com relação ao dimensionamento das armaduras de flexão e seções das peças submetidas ao ensaio, ficou demonstrado que as deformações das vigas se encontram no Domínio 2, com a linha neutra cortando a mesa da laje. Por esta razão quando do dimensionamento, as lajes treliçadas devem ter tratamento de seção retangular (2º CASO - CAPÍTULO 3) e não seção T, como fornece o fabricante em seus manuais. Isto também ficou confirmado através dos ensaios, em que a configuração final das fissuras dos modelos, ocorreu apenas na região da nervura (alma da viga). Para as vigas com menor altura as fissuras se prolongam até a capa da laje, onde a linha neutra se encontra bem acima, quase na face superior da laje.

Com relação ao trabalho das diagonais, através dos gráficos das deformações, concluiu-se que estas não são solicitadas ao esforço cortante na fase de utilização. Isto derruba a teoria dos fabricantes no que diz respeito aos “benefícios” oferecidos por esse tipo de laje com este tipo de armadura. As barras das diagonais não possuem função estrutural e não tem a função de “armar o concreto” como diz o fabricante. Para os estados limites de utilização, no entanto, são úteis na fase de execução e montagem da laje.

O efeito do arco atirantado ficou evidente através dos ensaios, uma vez que, mesmo com a pouca deformação dos extensômetros das diagonais, as pequenas solicitações mostraram que as forças aplicadas procuram seguir o caminho das barras da treliça.

O grande valor das flechas medidas foi devido ao fato de não se ter dado a contra-flecha ($\ell/300$) que corresponde à deformação máxima de vigas simplesmente apoiadas e atuando ações permanentes recomendado tanto pela Norma quanto pelos fabricantes desse tipo de laje. Fica aqui ressaltada a grande necessidade deste detalhe construtivo, uma vez que sua aplicação evita deformações excessivas que podem vir causar desconforto aos usuários deste tipo de laje.

No dimensionamento da armadura de flexão dos modelos ensaiados, foram encontrados valores diferentes para cada tipo de laje (com variação de altura). Já os fabricantes apresentam uma mesma armadura para as lajes com alturas diferentes, mas que pertençam a mesma classe. Ocorre aí um erro na generalização no uso da armadura, tornando-se anti-econômica para aqueles casos de lajes que requerem menor área de armadura de flexão.

Os ensaios realizados não caracterizaram a realidade das lajes treliçadas, uma vez que foi estudado o elemento isolado (vigota treliçada). Na situação da laje em obra ocorre o efeito de continuidade das vigotas, uma vez que estas são elementos internos da laje. Mas os ensaios serviram para entender melhor características simples das vigotas como o efeito do arco atirantado, trabalho das diagonais, abertura de fissuras, etc., características estas que independem da sua posição em relação à laje como um todo.

Das análises feitas e dos conhecimentos já adquiridos sobre elementos pré-fabricados, o que se constata com relação à vigota treliçada é que ela apresenta poucas vantagens com relação aos demais tipos de lajes desta espécie. Algumas de suas características sobressaem, como maiores vãos alcançados, facilidade de apoio dos materiais inertes ocasionada pela sua configuração geométrica, facilidade no transporte e manuseio das peças tanto na obra como na pré-fabricação, mas também não pode ser tratada como a melhor opção dos pré-fabricados, pois somente por possuir a treliça de aço não significa ser este o fator determinante na melhoria de todo o seu desempenho.

Como propostas de outras pesquisas podem ser feitos estudos no sentido de caracterizar e melhorar alguns de seus elementos tais como: o ângulo de inclinação ideal das diagonais, que levaria a um trabalho efetivo destas barras no combate aos esforços cortantes; estudar através de ensaios e análise numérica os efeitos de várias vigotas formando um painel de laje; novas técnicas de fabricação do produto, de maneira a torná-lo mais barato e, assim, proporcionar um material mais acessível ao consumidor.

ANEXOS

ANEXO 1

CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

A.1.1- Lajes Nervuradas

As lajes nervuradas foram a evolução natural da idéia inicial que levou à concepção das lajes mistas. Lajes mistas são definidas como aquelas em que os elementos leves de enchimento participam da resistência da lajes (regulamentadas pela NBR 6119, antiga NB 4). Hoje, o seu emprego se restringe a situações particulares em que seja razoável contar-se com a resistência de blocos de enchimento pré-fabricados, dispostos entre nervuras de concreto, na composição das seções transversais resistentes à flexão. E esta resistência depende das incertezas de execução, daí o descrédito de tal solução.

A concepção estrutural das lajes com nervuras decorre da idéia de que uma parte significativa do concreto da zona tracionada por flexão pode ser simplesmente eliminada, ou então substituída por materiais leves que permitam tornar plana a face inferior das lajes. A resistência à tração fica concentrada somente nas nervuras. Os elementos intermediários de enchimento não colaboram na resistência da laje. Portanto, as lajes nervuradas podem ser tratadas como elementos estruturais singulares de concreto armado, (embora sejam de fato elementos estruturais complexos) dando-lhes o mesmo tratamento que para as lajes maciças, desde que sejam observadas as restrições da NBR 6118/78:

- para a armadura de flexão ser calculada como em lajes maciças, a distância livre entre as nervuras não deve ultrapassar 100cm e, para evitar a armadura transversal (estribos) nas nervuras, essa distância não deve ser superior a 50cm;
- a espessura das nervuras não deve ser inferior a 4cm;
- a espessura da mesa não deve ser inferior a 4cm, nem a 1/15 da distância livre entre nervuras;
- não é permitido o emprego de armadura dupla (de compressão) do lado oposto à mesa;
- a resistência da mesa à flexão deverá ser verificada como laje apoiada nas bordas, sempre que a distância livre entre nervuras superar 50cm, ou houver carga concentrada no painel entre nervuras;

- a resistência da mesa das nervuras ao cisalhamento deverá ser verificada como em vigas isoladas, se a distância livre entre elas for superior a 50cm. E, neste caso, as nervuras obrigatoriamente devem ser armadas com estribos, ou empregar uma armadura em treliça com altura adequada;
- nas lajes armadas em uma única direção, são necessárias nervuras transversais sempre que hajam cargas concentradas a distribuir ou quando o vão for superior a 4m, exigindo-se duas nervuras no mínimo se esse vão for maior que 6m;
- é preferível tratar as nervuras como vigas, quando a distância entre estas for maior que 50cm, respeitando-se a largura mínima e as armaduras mínimas exigidas para a alma das vigas;
- quando as lajes forem nervuradas contínuas, nos apoios intermediários, a seção resistente é formada apenas pelas nervuras da laje, as quais aí funcionam como vigas de seção retangular. Neste caso, a mesa está na zona tracionada e o apoio da laje deve ser feito ao longo de uma nervura transversal.

A.1.2- Cisalhamento das nervuras

Alguns anos atrás, quando as alvenarias não se apoiavam sobre as lajes, a NBR-6118/78 dispensava a colocação de armadura transversal (estribos) quando da verificação das nervuras ao cisalhamento, desde que a distância entre as nervuras não fosse superior a 50cm. Atualmente, quando se empregam lajes de grandes vãos, que suportam diretamente paredes de alvenaria, esta restrição não é suficiente para se dispensar a armadura de cisalhamento e necessita de um tratamento diferenciado daquele estabelecido há alguns anos.

Para aqueles casos em que a NB-1 não dispensa a verificação do cisalhamento nas lajes nervuradas (distância maior que 50cm), para efeito de projeto o cisalhamento das nervuras deve ser tratado como na alma das vigas. As tensões atuantes de cálculo τ_{wd} são determinadas considerando-se a parcela de força cortante correspondente a cada nervura, devendo ser limitadas aos mesmos valores das tensões últimas resistentes τ_{wu} válidos para as vigas.

As armaduras em treliça introduzem nas nervuras uma armadura de cisalhamento inclinada, cujo ângulo de inclinação em relação ao eixo longitudinal da nervura é estabelecido pelo tipo de treliça empregada. Para que esta armadura em treliça possa ser considerada como uma armadura resistente ao cisalhamento, é indispensável que ela faça a ligação do banzo

tracionado com o banzo comprimido da nervura, o que exige que a barra de aço do banzo superior da treliça fique alojada dentro da mesa, a pelo menos 1,0cm acima do nível da face inferior dessa mesa superior da laje.

A.1.3- Flexão global das lajes nervuradas

A NBR 6118/78 recomenda que o cálculo das lajes nervuradas à flexão só pode ser feito como lajes maciças quando a distância entre nervuras for menor que 100cm, além da espessura da mesa ser inferior a 4cm, ou 1/15 da distância livre entre nervuras. Esta exigência de espessura é construtiva, pois visa garantir a execução de uma concretagem adequada e o eventual alojamento de tubulação empregada no sistema de distribuição de energia elétrica. Quando a distância entre as nervuras for maior que 50cm ou quando houver carga concentrada no painel entre nervuras, deve-se também verificar a resistência à flexão local da mesa.

A.1.4- Flexão local da mesa superior

A verificação da flexão da mesa superior das lajes nervuradas fica dispensada sempre que a distância livre entre nervuras for menor que 50cm e quando não houver carga concentrada aplicada no painel entre nervuras.

Admitindo-se que para a flexão local os painéis da mesa possam ser considerados como lajes contínuas armadas perpendicularmente à direção das nervuras, o momento fletor máximo atuante na seção de apoio do painel pode ser estimado com o valor $M_{\text{máx}} = p\ell^2/12$, sendo p a carga distribuída por unidade de área. A dispensa de verificação da flexão local da mesa das lajes nervuradas, dentro das condições especificadas pela NBR 6118/78, é devida ao fato de que, mesmo trabalhando como placa contínua de concreto simples resistindo em uma única direção, a máxima tensão atuante de tração não é maior que 0,3MPa. E mesmo admitindo que a laje funcione como placa armada, cuja armadura está colocada à meia espessura, resistindo tanto a momentos nos apoios quanto no meio do vão, com braços de alavanca de praticamente 2cm, a quantidade necessária de aço não seria maior que as mínimas armaduras construtivas que por outros motivos são obrigatoriamente empregadas.

ANEXO 2

A2- DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES DAS VIGAS TRELIÇADAS ENSAIADAS

A2.1- Considerações gerais

Foram dimensionadas as três seções transversais do terceiro ensaio, de mesmas características, variando apenas a altura final. As alturas finais das vigas foram de 12, 16 e 20cm. Será apresentado o cálculo de apenas uma viga ($h=12\text{cm}$), uma vez que este se repete para as demais ($h=16$ e $h=20\text{cm}$), sendo que a TABELA A.2.3 apresenta o resumo dos cálculos efetuados.

As características comuns às três vigas são:

- viga simplesmente apoiada
- comprimento: $\ell = 3\text{m}$
- largura da nervura: $b_w = 10\text{cm}$, considerado como largura resistente da base do elemento pré-fabricado que possui 13cm de largura total, sendo 1,5cm de cada lado para apoio da lajota.
- altura da capa de concreto: $c = 4\text{cm}$
- entreixo: $i = 50\text{cm}$
- Altura da base do elemento pré-fabricado: 3cm
- Concreto da nervura: $f_{ck} = 15\text{MPa}$
- Aço CA 60B
- Classe 10

A2.2- Determinação da largura da mesa de compressão (b_f)

- Situação real:

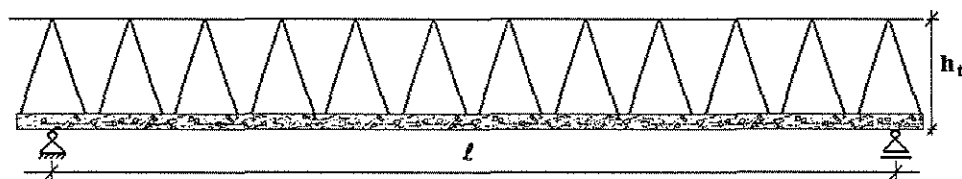


FIGURA A2.1- Vista longitudinal- Viga Treliçada Bi-apoiada

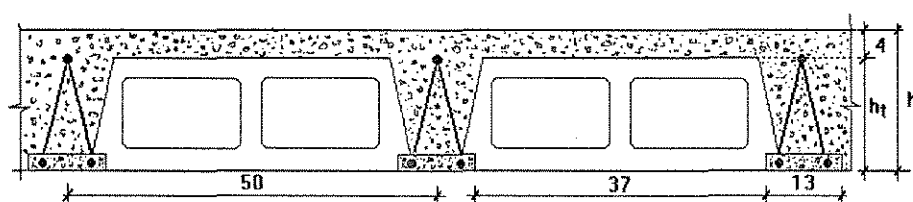


FIGURA A2.2- Corte Transversal- Lajes Treliçadas

- Situação de Cálculo:

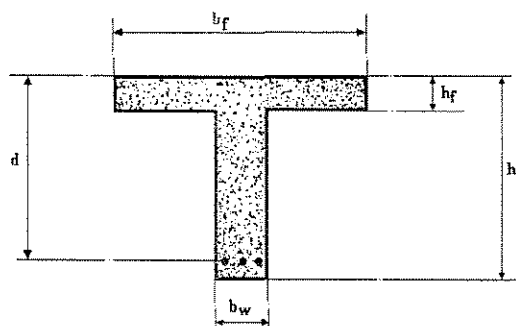


FIGURA A2.3- Seção transversal da viga T^[18]

De acordo com o item 3.3.2.1 do CAP. 3:

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,10a = 0,10 \times 300,0 = 30\text{cm} \\ 8h_f = 8 \times 4 = 32\text{cm} \\ 0,5b_2 = 0,5 \times 40 = 20\text{cm} \end{cases}$$

$a = \ell = 300\text{cm}$ (viga simplesmente apoiada)

Portanto $b_1 = 20\text{cm}$

$$e \quad b_f = 2b_l + b_w = 2 \times 20 + 10$$

$$b_f = 50\text{cm}$$

A2.3- Cálculo para viga de altura $h = 12\text{cm}$

A2.3.1- Cargas

Sobrecarga e peso-próprio: foram usados os valores fornecidos pelo fabricante, retirados das TABELAS A3.3, A3.4 e A3.5.

$$\text{Sobrecarga (sc)} \cong 2\text{kN/m}^2$$

$$\text{Peso-próprio (pp)} = 2,01\text{kN/m}^2$$

$$\text{Carga total (p)} = 4,01\text{kN/m}^2$$

Para 0,5m de laje, tem-se a carga total aplicada em linha:

$$q = 4,01 \times 0,5 = 2,01\text{kN/m}$$

A2.3.2- Determinação dos esforços solicitantes na seção mais solicitada (no meio do vão):

$$M_k = \frac{q\ell^2}{8} = \frac{2,01 \times 3^2}{8} = 2,26\text{kN.m}$$

$$M_d = M_k \gamma_c = 2,26 \times 1,4 = 3,16\text{kN.m} = 315,79\text{kN.cm}$$

$$V_k = \frac{q\ell}{2} = \frac{2,01 \times 3}{2} = 3,01\text{kN}$$

$$V_d = V_k \gamma_c = 3,01 \times 1,4 = 4,21\text{kN}$$

A2.3.3- Dimensionamento à flexão

A2.3.3.1- Verificação da posição da linha neutra

Considerando-se cobrimento da armadura igual a 1,5cm, a altura útil da lajes será:

$$d = h - 1,5 = 12 - 1,5 = 10,5\text{cm}$$

De acordo com item 3.3.2.2, expressão (3.18), tem-se:

$$\beta_x = 1,25 - \sqrt{1,5625 - \frac{3,6765 M_d}{b_f d^2 f_{cd}}}$$

$$\beta_x = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,6765 \frac{315,79}{50 \times 10,5^2 \times 1,07}} \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1,50}{1,4} = 1,07 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\beta_x = 0,081 \quad \text{DOMÍNIO 2, Aço CA-60B} \quad \beta_x < \beta_{xy} \Rightarrow \text{armadura simples}$$

$$\beta_f = 1,25 \frac{h_f}{d} = 1,25 \frac{4}{10,5} = 0,48$$

Como $\beta_x < \beta_f$ a linha neutra cai na mesa de compressão, sendo o cálculo feito como viga de seção retangular de largura $b_f = 50\text{cm}$.

A2.3.3.2- Cálculo da armadura

De acordo com a expressão (3.21), a armadura de flexão posicionada na base de concreto será:

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd} d (1 - 0,4\beta_x)}$$

Como a seção está no Domínio 2, $\sigma_{yd} = f_{yd}$ (armadura entra em escoamento - item 3.2.1.4a)

$$e \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{60,00}{1,15} = 52,17 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Aço CA 60B})$$

$$A_s = \frac{315,79}{52,17 \times 10,5 (1 - 0,4 \times 0,081)}$$

$$A_s = 0,596 \text{ cm}^2/\text{viga}$$

A2.3.3.3- Cálculo da armadura mínima:

$A_s \geq A_{s, \min}$

$A_{s, \min} = 0,0015 \times 10 \times 12$

$A_{s, \min} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{viga}$

Como $A_s > A_{s, \min}$, adota-se A_s .

TABELA A2.1- Resumo do Cálculo à Flexão Simples

	H = 12cm	H = 16cm	H = 20cm
q (kN/m)	2,01	2,99	4,00
M _d (kN.cm)	315,79	470,93	630,00
β _x	0,081	0,063	0,052
β _r	0,476	0,345	0,270
Domínio	2	2	2
A _s (cm²/viga)	0,596	0,637	0,667
f _{cd} (kN/cm²)	1,07	1,07	1,07
f _{yd} (kN/cm²)	52,17	52,17	52,17
A _{s, min} (cm²/viga)	0,18	0,24	0,30

A2.4- VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO

A2.4.1- Considerações

A verificação das peças ao cisalhamento se faz de acordo com o item 3.3.3 do CAPÍTULO 3, verificando-se a desigualdade abaixo:

$\tau_{wd} \leq \tau_{wu1}$

onde:

$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w d}$

Da mesma forma que para a armadura de flexão, aqui será mostrada a verificação apenas para uma viga, estendendo-se a mesma às demais vigas.

A2.4.2- Verificação para Viga Treliçada de Altura 12cm

Dado:

$$V_d = 4,21 \text{ kN}$$

$$b_w = 10 \text{ cm}$$

$$d = 10,5 \text{ cm}$$

$$\ell = 3 \text{ m}$$

A2.4.2.1- Cálculo da tensão convencional de cisalhamento no concreto

$$\tau_{wd} = \frac{4,21}{10 \times 10,5} = 0,04 \text{ kN/cm}^2 = 0,401 \text{ MPa}$$

A2.4.2.2- Cálculo da tensão de referência

$$\tau_{wul} = \psi_4 \sqrt{f_{ck}} \leq 1,0 \text{ MPa}$$

Faz-se a verificação:

$$d > \frac{\ell}{20} \quad \text{ou} \quad d \leq \frac{\ell}{20}$$

$$\frac{\ell}{20} = \frac{300}{20} = 15$$

$$\text{Como } d < \frac{\ell}{20}, \quad \psi_4 = 0,14 \alpha k$$

Os coeficientes α e k são obtidos das expressões:

$$\alpha = 1 + 50\rho_l \leq 1,5$$

$$k = 1,6 - d \geq 1 \quad \text{com} \quad \alpha k \leq 1,75$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w h} = \frac{0,596}{10 \times 12} = 0,0050$$

$$\alpha = 1 + 50 \times 0,0050 = 1,25 < 1,5$$

$$k = 1,6 - 0,105 = 1,495$$

$$\alpha k = 1,87 > 1,75$$

Então: $\alpha k = 1,75$

$$\text{e } \psi_4 = 0,14 \times 1,75 = 0,245$$

$$\tau_{wu1} = 0,245 \sqrt{15} = 0,95 \text{MPa} < 1,0 \text{ MPa}$$

Como a desigualdade $\tau_{wd} \leq \tau_{wu1}$ foi satisfeita, dispensa-se a colocação de armadura vertical (estribos) na viga.

TABELA A2.2- Resumo da Verificação ao Cisalhamento

	H = 12(cm)	H = 16(cm)	H = 20(cm)
V _d (kN)	4,21	6,28	8,40
d (cm)	10,5	14,5	18,5
b _w (cm)	10,0	10,0	10,0
A _s (cm²/viga)	0,596	0,637	0,667
τ _{wd} (MPa)	0,401	0,433	0,454
ℓ/20	15,0	15,0	15,0
ρ ₁	0,0050	0,0040	0,0033
α	1,250	1,200	1,167
k	1,495	1,455	1,415
α k	1,75	1,75	1,65
ψ ₄	0,245	0,245	0,243
τ _{wu1} (MPa)	0,95	0,95	0,94

ANEXO 3- TABELAS

TABELA A3.1 - Composição de Aço Adicional^[24]

Classe	Área (cm²)	TR 08634	TR 12645	TR 16746	TR 20756	TR 25856
03	0,367	1 ϕ 3,4	-	-	-	-
04	0,404	1 ϕ 3,4 1 ϕ 3,4	-	-	-	-
05	0,444	1 ϕ 3,4 1 ϕ 3,4	1 ϕ 4,2	-	-	-
06	0,488	1 ϕ 3,4 1 ϕ 4,2	1 ϕ 4,2	-	-	-
07	0,537	1 ϕ 3,4 2 ϕ 3,4	1 ϕ 4,2	-	-	-
08	0,591	1 ϕ 3,4 1 ϕ 3,4 1 ϕ 4,2	1 ϕ 4,2 1 ϕ 3,4	1 ϕ 4,2	1 ϕ 5,0	1 ϕ 5,0
09	0,650	1 ϕ 3,4 1 ϕ 6,0	1 ϕ 4,2 1 ϕ 4,2	1 ϕ 4,2	1 ϕ 5,0	1 ϕ 5,0
10	0,715	1 ϕ 3,4 1 ϕ 3,4 1 ϕ 6,0	1 ϕ 4,2 2 ϕ 3,4	1 ϕ 4,2 1 ϕ 3,4	1 ϕ 5,0	1 ϕ 5,0
11	0,787	1 ϕ 3,4 1 ϕ 4,2 1 ϕ 6,0	1 ϕ 4,2 2 ϕ 4,2	1 ϕ 4,2 1 ϕ 3,4	1 ϕ 5,0 1 ϕ 3,4	1 ϕ 5,0 1 ϕ 3,4
12	0,865	1 ϕ 3,4 1 ϕ 4,2 1 ϕ 7,0	1 ϕ 4,2 1 ϕ 3,4 1 ϕ 6,0	1 ϕ 4,2 2 ϕ 3,4	1 ϕ 5,0 1 ϕ 4,2	1 ϕ 5,0 1 ϕ 4,2
13	0,952	1 ϕ 3,4 3 ϕ 5,0	1 ϕ 4,2 2 ϕ 3,4 2 ϕ 4,2	1 ϕ 4,2 3 ϕ 3,4	1 ϕ 5,0 1 ϕ 3,4 1 ϕ 4,2	1 ϕ 5,0 1 ϕ 3,4 1 ϕ 4,2
14	1,047	1 ϕ 3,4 1 ϕ 4,2 2 ϕ 6,0	1 ϕ 4,2 2 ϕ 6,0	1 ϕ 4,2 1 ϕ 7,0	1 ϕ 5,0 1 ϕ 6,0	1 ϕ 5,0 1 ϕ 6,0
15	1,152	1 ϕ 3,4 1 ϕ 3,4 1 ϕ 9,5	1 ϕ 4,2 1 ϕ 3,4 2 ϕ 6,0	1 ϕ 4,2 2 ϕ 3,4 1 ϕ 6,0	1 ϕ 5,0 2 ϕ 5,0	1 ϕ 5,0 2 ϕ 5,0
.	.	.	.	.	.	.
40	7,080	-	1 ϕ 4,2 4 ϕ 5/8	1 ϕ 4,2 4 ϕ 5/8	1 ϕ 5,0 4 ϕ 5/8	1 ϕ 5,0 4 ϕ 5/8

NOTA: A tabela não foi totalmente reproduzida.

TABELA A3.2- Seção de fios redondos - A_s (cm²)^[19]

φ	3,4mm	4,2mm	5,0mm	6,0mm	6,4mm	7,0mm	8,0mm	9,0mm	9,5mm	1/2"	5/8"
Peso (kg/m)	0,071	0,108	0,154	0,222	0,253	0,302	0,395	0,499	0,556	0,994	1,554
Nº de fios											
01	0,091	0,138	0,196	0,283	0,322	0,385	0,503	0,636	0,710	1,267	1,979
02	0,182	0,276	0,392	0,566	0,644	0,770	1,006	1,272	1,420	2,534	3,959
03	0,273	0,414	0,588	0,849	0,966	1,155	1,509	1,908	2,130	3,800	5,938
04	0,364	0,552	0,784	1,132	1,288	1,540	2,012	2,544	2,840	5,067	7,917
05	0,455	0,690	0,980	1,415	1,610	1,925	2,515	3,180	3,550	6,334	9,897
06	0,546	0,828	1,176	1,698	1,932	2,310	3,018	3,816	4,260	7,601	11,876
07	0,637	0,966	1,372	1,981	2,254	2,695	3,521	4,452	4,970	8,867	13,855
08	0,728	1,104	1,568	2,264	2,576	3,080	4,024	5,088	5,680	10,136	15,835
09	0,819	1,242	1,764	2,547	2,898	3,465	4,527	5,724	6,390	11,403	17,814
10	0,910	1,380	1,960	2,830	3,220	3,850	5,030	6,360	7,100	12,670	19,793
11	1,001	1,518	2,156	3,113	3,542	4,235	5,533	6,996	7,810	13,937	21,773
12	1,092	1,656	2,352	3,396	3,864	4,620	6,036	7,632	8,520	15,204	23,752

FONTE: MEDITERRÂNEA, 1993^[20]

TABELA A3.3- Vãos máximos em função da classe, sobrecarga, e intoreixo- $\beta_{12}^{[19]}$
Vão em (cm)

β_{12}	i = 40cm Peso Próprio= 200 kg/m ² s/rev.							i = 45cm Peso Próprio= 210 kg/m ² s/rev.							i = 50cm Peso Próprio= 201 kg/m ² s/rev.						
Sobr.	30	50	100	150	200	350	500	30	50	100	150	200	350	500	30	50	100	150	200	350	500
Classe																					
03	315	305	280	265	250	215	195	295	285	270	250	235	205	180	285	275	255	240	230	195	175
05	345	335	305	285	270	230	210	325	315	290	275	255	220	200	315	305	280	260	250	215	190
06	365	350	325	305	285	245	220	340	330	305	290	270	235	210	330	315	295	275	260	225	200
07	380	365	340	320	300	260	230	355	345	320	300	285	245	220	345	330	310	290	270	235	210
08	395	380	355	335	315	270	240	375	360	335	315	300	260	230	360	350	325	305	285	245	220
09	415	400	370	345	325	285	250	390	380	350	330	315	270	245	380	365	340	320	300	260	230
10	435	420	390	360	345	295	265	410	395	370	345	325	285	255	395	380	355	330	315	270	240
11	455	440	410	380	360	310	275	430	415	385	360	340	295	265	415	400	370	345	330	285	255
12	475	460	430	400	375	325	290	450	435	405	380	355	310	280	435	420	390	365	345	295	265
13	495	480	450	415	390	340	305	470	455	420	395	375	325	290	455	440	405	380	360	310	280
14	520	505	465	435	410	355	315	490	475	440	415	390	340	305	475	460	425	400	375	325	290
15	545	525	485	455	430	370	330	515	495	460	435	410	355	320	500	480	445	415	395	340	305
16	470	550	500	475	450	385	345	540	520	485	455	430	370	330	520	500	465	435	410	355	320
17	590	570	525	495	465	400	360	560	545	505	470	445	385	345	545	525	485	455	430	370	335
18	605	590	550	515	485	420	375	585	565	525	490	465	405	365	570	550	510	475	450	390	350
19	-	-	555	525	505	440	390	-	570	540	510	485	425	380	580	565	530	495	470	405	365
20			-	-	-	-	-		-	-	-	490	440	395	-	-	-	505	485	425	380
21												-	-	-				-	-	430	395
22																				-	-
23																					
24																					
25																					

TABELA A3.4- Vãos máximos em função da classe, sobrecarga, e intereixos- $\beta 16^{[19]}$
Vãos em (cm)

β16	i = 40cm Peso Próprio= 251kg/m² s/rev.							i = 45cm Peso Próprio= 250 kg/m² s/rev.							i = 50cm Peso Próprio= 248 kg/m² s/rev.							
	Sobr.	30	50	100	150	200	350	500	30	50	100	150	200	350	500	30	50	100	150	200	350	500
Classe																						
03	340	330	310	295	280	250	225	320	310	295	275	260	230	205	310	300	280	265	250	220	200	
05	365	355	335	325	310	270	240	345	330	325	305	290	255	225	340	325	305	290	275	240	220	
06	385	375	355	340	325	285	255	365	355	340	320	300	265	240	355	345	320	305	290	255	230	
07	410	400	375	355	340	300	270	390	375	355	335	315	280	250	370	360	335	320	305	265	240	
08	430	415	390	375	355	310	280	410	395	375	350	330	295	265	390	380	355	335	320	280	250	
09	450	435	410	395	375	325	295	430	415	390	370	350	305	275	410	400	375	350	335	295	265	
10	470	455	430	415	390	340	310	450	435	410	385	365	320	290	430	415	390	370	350	305	275	
11	495	480	450	430	405	360	320	470	455	425	405	380	335	305	450	435	405	385	365	320	290	
12	515	500	470	450	425	375	335	490	475	445	425	400	350	315	470	455	425	405	385	335	305	
13	540	525	490	470	445	390	355	515	500	465	445	420	370	330	495	480	445	425	400	350	320	
14	565	550	515	495	470	410	370	540	520	490	465	440	385	350	515	500	470	440	420	370	345	
15	590	575	535	515	490	430	385	565	540	515	485	460	405	365	540	525	490	460	440	385	365	
16	620	600	560	540	510	450	405	590	565	535	505	480	425	380	565	550	515	485	460	405	380	
17	645	625	585	565	535	470	425	615	585	560	530	505	440	400	595	575	540	510	480	420	400	
18	675	655	615	590	560	490	440	645	630	590	555	525	460	415	620	600	565	530	505	440	420	
19	705	685	640	615	585	510	465	680	655	615	580	550	485	435	650	630	590	550	525	460	435	
20	735	715	670	645	610	535	485	705	685	640	605	575	505	455	680	660	615	575	550	485	455	
21	750	740	700	670	635	560	505	735	715	670	635	600	530	475	710	690	640	605	575	505	475	
22	760	-	705	680	650	575	520	740	725	690	660	625	555	500	725	710	670	630	600	530	490	
23	-	-	-	-	-	590	-	-	-	-	-	630	575	520	-	-	675	645	620	550	495	
24						-						-	-	525			-	-	-	565	520	
25														-						-	-	

TABELA A3.5- Vãos máximos em função da classe, sobrecarga e intereixo- $\beta 20^{[19]}$
Vãos em (cm)

$\beta 20$	i = 40cm Peso Próprio= 332 kg/m ² s/rev.							i = 45cm Peso Próprio= 320 kg/m ² s/rev.							i = 50cm Peso Próprio= 300 kg/m ² s/rev.						
	Sobr.	30	50	100	150	200	350	500	30	50	100	150	200	350	500	30	50	100	150	200	350
Classe																					
03	350	335	325	305	295	260	270	335	325	305	290	280	250	225	325	315	295	280	270	240	215
05	385	375	355	340	325	290	265	360	350	330	320	310	275	250	355	345	325	310	295	255	240
06	400	390	370	355	340	300	275	385	375	350	335	325	285	260	375	365	345	325	310	275	250
07	420	410	390	370	355	315	290	400	395	370	355	335	300	275	390	380	360	340	325	290	260
08	445	435	410	390	375	330	305	425	410	390	370	350	315	285	415	400	380	360	340	305	275
09	465	455	430	410	390	350	320	445	430	410	390	370	330	300	430	420	395	375	360	320	290
10	485	475	450	430	410	365	330	465	450	430	405	390	345	315	450	440	415	395	375	335	300
11	510	495	470	450	430	380	345	485	475	450	425	405	360	330	470	460	430	410	395	350	315
12	535	520	490	470	450	400	360	510	495	470	445	425	380	345	490	485	455	430	410	365	330
13	560	545	515	490	470	420	380	535	520	495	465	450	400	360	515	505	475	455	430	380	350
14	585	570	540	515	490	440	400	560	545	515	490	470	415	380	545	530	500	475	450	400	365
15	615	600	565	540	515	460	420	585	570	540	515	490	435	395	570	555	525	500	475	420	380
16	640	625	590	565	540	480	435	610	595	565	535	515	455	415	600	580	550	520	495	440	400
17	670	655	620	590	565	505	455	640	620	590	565	540	480	435	625	610	575	545	520	460	420
18	700	685	650	615	590	525	475	670	650	620	590	565	500	455	655	640	600	570	545	485	440
19	735	720	680	645	620	550	500	700	685	650	615	595	525	475	685	670	630	600	570	505	460
20	770	755	710	675	645	575	525	730	710	680	645	625	550	500	715	700	660	625	595	530	480
21	800	785	740	705	675	600	550	765	745	710	675	645	575	520	750	730	690	655	625	555	500
22	835	820	775	735	705	630	575	805	780	740	705	670	600	545	785	765	715	680	655	580	525
23	870	855	810	770	735	655	600	840	820	775	735	700	625	570	820	795	750	710	680	605	550
24	880	865	830	800	770	685	630	865	850	805	770	735	655	595	860	835	785	745	710	630	570
25	-	-	-	-	-	705	650	-	-	815	785	755	685	620	-	845	810	775	745	655	595
26						-	-			-	-	-	695	645		-	-	-	750	685	625
27													-	-						-	635

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR/Projeto; Laje pré-Fabricada Treliçada. out. 1995.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR/Projeto; Armação e Aço para Estrutura de Concreto Armado. set. 1995.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. NBR 5916; Junta de Tela Soldada para Armadura de Concreto - Ensaio de Resistência Cisalhamento - Método de Ensaio. Rio de Janeiro. 1989.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. NBR 6118/78; Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro. 1978.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. NBR 6119/78; Cálculo e Execução de Lajes Mistas. Rio de Janeiro. Jan. 1978.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120. Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Rio de Janeiro. 1978.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480. Barras e Fios de Aço Destinados a Armadura de Concreto. 7p. fev. Rio de Janeiro. 1996.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7481. Telas de Aço Soldadas para Armadura de Concreto. 1989.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. NBR 9607; Prova de Carga em Estruturas de Concreto Armado e Protendido. Rio de Janeiro. 1986.

- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062. Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado. 1985.
- [11] BOCCHI Jr, C.F. **Lajes Nervuradas de Concreto Armado: Projeto e Execução**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1995. 183p. (Dissertação, Mestrado em Engenharia de Estruturas).
- [12] CAHIERS DU CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT. 212.1980. Paris. (Cahier 1665). **CPT "Planchers" Cahiers des Prescriptions Techniques Communes aux Procédés de Planchers**: Titre I- Planchers associées a D'autres Constituants Préfabriqués par du Béton Coulé en Ouvre. Paris: Groupe Spécialisé N° 3, 1980. Première Partie: Section A. 98p.
- [13] CAHIERS DU CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT. 212.1980. Paris. (Cahier 1670). **CPT "Planchers" Cahiers des Prescriptions Techniques Communes aux Procédés de Planchers**: Titre I- Planchers associées a D'autres Constituants Préfabriqués par du Béton Coulé en Ouvre. Paris: Groupe Spécialisé N° 3, 1980. Deuxième Partie: Section B, C, D et E. 70p.
- [14] CAHIERS DU CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT. 202.1979. (Cahier 1592). Paris. **CPT "Planchers" Cahiers des Prescriptions Techniques Communes aux Procédés de Planchers**: Titre II- Dalles Pleines Confectionnées à partir de Prédalles Préfabriquées et de Béton Coulé en Ouvre. Paris: Groupe Spécialisé N° 3, 1979. Section A, B, C. 101p.
- [15] DI PIETRO, J. E. **Projeto, Execução e Produção de Lajes com Vigotes Pré-moldados de Concreto**. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 1993. 99p. (Dissertação, Mestrado em Engenharia).
- [16] DINIZ, H. **Lajes com armação em Treliça**. 2.ed. São Paulo: Vieira de Campos Editorial Ltda, 1988. 166p.

- [17] FERNANDES, G.B. **Métodos de Cálculo e Segurança das Estruturas**. Campinas. Publicação Notas de Aula IC 602. Estruturas de Concreto I. Unicamp. FEC.
- [18] FRANCA, A. B. M. da, FUSCO, P. B. **As Lajes Nervuradas na Moderna Construção de Edifícios**. Abrapex, Afala. 61p.
- [19] FRANCA, A. B. M. da, VIANA, M. de F. de, RODRIGUES, M. de F. **Novas Concepções de Lajes na Moderna Construção de Edifícios: estudo comparativo entre a laje convencional e lajes com blocos de EPS nas modernas construções de concreto armado**. Abrapex. 10p.
- [20] FUSCO, P.B. **Estruturas de Concreto: Solicitações Normais**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois. 1986. 464p.
- [21] GASPAR, R. **Análise da Segurança Estrutural das Lajes Pré-fabricadas na Fase de Construção**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1997. 103p. (Dissertação, Mestrado em Engenharia de Estruturas)
- [22] MEDITERRÂNEA PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO LTDA. **Boletim Técnico: Sistema Trelçado Global**. 4ª ed. Campinas: Noticiário Mediterrânea, set. 1993. Paginação irregular (Ano 2, Nº 1).
- [23] MEDITERRÂNEA PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO LTDA. **Sistema Trelçado Global: Manual de Tabelas Práticas**. 4ª ed. Campinas: Engenharia de Apoio, set. 1992, 25p. (Ano 3, Nº 4).
- [24] MEDITERRÂNEA PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO LTDA. **Fábricas de Lajes Trelçadas: um bom negócio**. 1ª ed. Campinas: Noticiário Mediterrânea, set. 1991. 15p. (Ano 2, Nº 3).
- [25] SISTEMA DE ARMAÇÃO TRELIÇADA PUMA. **Lajes Trelçadas: Manual de Fabricação**. São Paulo. 42p.

[26] SISTEMA DE ARMAÇÃO TRELIÇADA PUMA. **O Emprego da Armação Treliçada Puma nas Lajes de Concreto Armado.** São Paulo.

[27] VIZOTTO, I. **Elemento Estrutural Laje e sua Evolução.** São Paulo: Armação Treliçada Puma. 1995. 15p.

ABSTRACT

CAIXETA, Delma Pereira. *Contribution for the study of pre-fabricated slabs with trussed beams*. Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 1998. 143 p. Dissertação (Mestrado).

The pre-fabricated elements has been occupying its space more and more in the several buildings of Civil Engineering. The trussed slabs appeared as a variation of these elements. This work tried to meet the maximum information that facilitate to characterize this element in national level, as well as he is treated at European countries, like France. Through the rehearsal of simple bending in ten models, four in rectangular section and six in section T, tried to represent in a satisfactory way the real manner of its use in buildings, looking for the characterization of the trussed beam. Measures were made of the vertical arrows, deformations in the top bars and diagonals and the characterization of the development and propagation of the cracks. The rehearsals showed that the diagonals don't work hard in the action of the shear efforts, the cracks appear for the first applied loads and there is need of application of the counter-arrows in the concrete stage of the precast slab.

Key-words: Pre-fabricated Slabs, Trussed Slabs, Trussed Beams, Rehearsal of Simple Bending, Measurement of Sections of Reinforced Concrete.