

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

FORMAS E CIMBRAMENTOS DE MADEIRA PARA EDIFICAÇÕES

Engº JOÃO ALBERTO VENEGAS REQUENA

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. Dr. JOÃO CESAR HELLMEISTER (EESC - USP)

Prof. Dr. ALUIZIO FONTANA MARGARIDO (FAU-USP)

Prof. Dr. FRANCISCO ANTONIO ROCCO LAHR (EESC - USP)



SÃO CARLOS, 1983

Ao meu pai

Arnaldo Requena (in memoriam)

À minha esposa

Maria Terezinha P. Requena

A G R A D E C I M E N T O S

Ao Prof. Dr. João Cesar Hellmeister, pelo incentivo, interesse e dedicação na orientação deste trabalho.

Ao CNPq e à CAPES, pelo auxílio financeiro.

Ao Departamento de Engenharia da Universidade Católica de Goiás, pelo incentivo e apoio necessários para o término deste trabalho.

Aos funcionários, graduados, pós-graduados e professores do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM), pela cooperação e amizade.

À minha esposa, Maria Terezinha P. Requena, pela compreensão e carinho nos momentos mais difíceis.

R E S U M O

Na realização do presente trabalho teve-se como objetivo reunir informações a cerca do projeto e da construção de formas e cimbramentos de madeira para as estruturas de concreto armado.

São apresentadas concepções, cálculos e detalhes construtivos de formas e cimbramentos para pequenas edificações, para edifícios de poucos pavimentos e para edifícios com grande número de pavimentos.

Cada um destes tipos de construção foi tratado com vistas para a otimização do emprego de materiais, bem como para a facilidade das operações de montagem e desforma quando se pretende repetição do uso das formas e dos cimbramentos.

Especial atenção foi dada ao aspecto da modulação de elementos para os edifícios com grande número de pavimentos, buscando-se soluções compatíveis com a previsão de reutilização das formas e cimbramentos em grande número de vezes.

Foram montados e executados ensaios de formas de lajes e de pilares para verificação de seus comportamentos.

O texto foi montado didaticamente, facilitando a consulta para estudantes e profissionais da Engenharia Civil interessados no assunto.

A B S T R A C T

The purpose of the present work was to present collected information about the design and construction of wood mould and formwork for building of reinforced concrete.

Models of design of wood mould and formwork, including constructive details, are presented for small and medium constructions, as well as for multi-story buildings.

Every type of construction was considered, in order to obtain the optimization of material use and of the sequence of the operations of assembling and disassembling, when re-utilization of the form work is desired.

Special attention was given to the modulation of the elements of formwork for multi-story buildings, searching for solutions compatible with the possibility of a great number of re-utilizations.

Tests of formwork for slab construction and supporting column were performed in order to verify their behavior under working loads.

A great effort was developed in order to present the text so that it can be easily handled by students and professionals of civil Engineering.

S U M Á R I O

1	- INTRODUÇÃO.....	1
1.1	- Motivos e Interesse do Estudo.....	1
1.2	- Objetivos do Trabalho.....	1
1.3	- Resumo Histórico.....	2
2	- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3	- MATERIAIS.....	5
3.1	- Introdução.....	5
3.2	- Madeira.....	5
3.2.1	- Madeira Serrada.....	5
3.2.2	- Madeira Industrializada.....	9
3.2.2.1	- Madeira Compensada.....	9
3.2.2.2	- Chapas de Fibras de Madeira.....	10
3.2.2.3	- Madeira Aglomerada.....	11
3.3	- Pregos.....	11
3.4	- Parafusos.....	12
3.5	- Barras de Aço.....	15
3.6	- Distanciadores Plásticos.....	15
4	- GENERALIDADES TÉCNICAS.....	18
4.1	- Introdução.....	18
4.2	- Requisitos Mínimos para a Execução de Formas e Cimbramentos.....	19
4.3	- Precauções Importantes a serem Consideradas para que a Estrutura não seja Prejudicada.....	19
4.4	- Critérios Construtivos Gerais.....	21

5	- FORMAS E CIMBRAMENTO PARA PEQUENAS EDIFICAÇÕES.....	24
5.1	- Concepção das Formas e Cimbramentos.....	24
5.1.1	- Ligação Guia-Pontaletes.....	27
5.2	- Roteiro de Cálculo.....	29
5.2.1	- Formas das Lajes.....	29
5.2.2	- Formas para Pilares.....	33
5.2.3	- Formas para Vigas.....	37
6	- FORMAS E CIMBRAMENTOS PARA PEQUENOS EDIFÍCIOS.....	38
6.1	- Concepção das Formas e Cimbramentos.....	38
6.2	- Roteiro de Cálculo.....	40
6.2.1	- Formas das Lajes.....	40
6.2.2.	- Formas dos Pilares.....	44
6.2.3	- Formas das Vigas.....	50
7	- FORMAS MODULADAS DE MADEIRA PARA EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS.....	60
7.1	- Formas Moduladas para Lajes.....	60
7.1.1	- Roteiro de Cálculo das Formas das Lajes.....	64
7.1.2	- Ensaios Realizados no LaMEM com um Módulo em Caixaão Auto-Portante.....	70
7.1.2.1	- Esquema de Montagem do Módulo.....	70
7.1.2.2	- Realização do Ensaio.....	71
7.1.2.3	- Resultados Obtidos nos Ensaios.....	72
7.1.2.4	- Fotos dos Ensaios.....	74
7.1.3	- Variante do Sistema Proposto.....	76
7.2	- Formas Moduladas para Vigas.....	77
7.2.1	- Roteiro de Cálculo das Formas das Vigas.....	78
7.2.1.1	- Painel Horizontal Modulado.....	78
7.2.1.2	- Painel Vertical Modulado.....	81

7.3	- Formas Moduladas para Pilares.....	84
7.3.1	- Concepção e Roteiro de Cálculo das Formas dos Pilares.....	84
7.3.2	- Caso Particular.....	98
7.3.3	- Experimentação das Formas de Pilares Constituídas de Acordo com a Sugestão Apresentada no Presente Trabalho.....	99
7.3.3.1	- Determinação dos Vãos Progressivos para a Forma Ensaída.....	102
7.3.3.2	- Dimensionamento das Gravatas para a Forma Ensaída	103
7.3.3.3	- Dimensionamento dos Tirantes da Forma Ensaída.....	104
7.3.3.4	- Comentários sobre os Resultados.....	104
7.3.3.5	- Fotos do Ensaio.....	105
	- BIBLIOGRAFIA.....	108

S I M B O L O G I A

- b - Largura ou altura considerada.
- e - Espessura da tábua ou da chapa de madeira.
- f - Flecha.
- h_c - Altura do concreto na laje, viga e pilar.
- i - Raio de giração.
- ℓ - Vão livre.
- ℓ_{inf} - Comprimento de influência do carregamento.
- ℓ_{fla} - Comprimento de flambagem.
- p - Carga uniformemente distribuída.
- r - Comprimento da rosca no tirante e no parafuso.
- B - Largura da chapa de madeira compensada.
- D_v - Densidade da madeira considerada verde.
- D_{15} - Densidade da madeira a 15% de umidade.
- E_c - Módulo de elasticidade do concreto armado.
- E_a - Módulo de elasticidade da madeira para cargas acidentais.
- E_m - Módulo de elasticidade para a madeira verde.
- E_p - Módulo de elasticidade da madeira para cargas permanentes.
- \bar{F} - Força admissível.
- J - Momento de inércia.
- M - Momento fletor.
- P - Carga concentrada.
- R - Esforço.

- S_{inf} - Área de influência de carregamento.
- S_1 - Área da seção transversal.
- W - Módulo de resistência.
- γ_c - Peso específico do concreto armado.
- λ - Índice de esbeltez.
- λ_0 - Índice de esbeltez acima do qual é aplicável a fórmula de "Euler".
- δ - Diâmetro do prego, parafuso e barra de aço.
- σ_e - Tensão de escoamento do aço carbono.
- σ - Tensão atuante.
- $\bar{\sigma}_{fc}$ - Tensão admissível de flexo-compressão.
- $\bar{\sigma}_{fla}$ - Tensão admissível de flambagem.
- $\bar{\sigma}_f$ - Tensão admissível na flexão.
- $\bar{\sigma}_t$ - Tensão admissível de tração paralela às fibras.
- $\bar{\sigma}_c$ - Tensão admissível de compressão paralela às fibras.
- $\bar{\sigma}_n$ - Tensão admissível de compressão normal às fibras.
- $\bar{\tau}_f$ - Tensão admissível de cisalhamento na flexão.
- $\bar{\tau}_l$ - Tensão admissível de cisalhamento nas ligações.

G L O S S Á R I O

- Caibro: Peça de madeira de seção transversal quadrada ou retangular tendo lados de 50 a 70 mm.

- Calço: Peça de madeira destinada a suportar ou nivelar outros elementos de madeira.

- Cimbramento: Armação de madeira utilizada como suporte das formas de madeira.

- Conexão: Ligação por encaixe.

- Contraventamento: Peça de madeira em forma de tábua ou sarrafos utilizadas para manter a geometria da estrutura.

- Cunha: Peça de madeira em forma de diedro sólido, agudo, utilizada aos paredes, com a finalidade de regular alturas ou espaçamentos.

- Escora: Peça de madeira inclinada, destinada a suportar talude ou parede vertical.

- Espaçador: Elemento de madeira em forma de caibro ou elemento plástico resistente em forma de cilindro, destinado a separar painéis.

- Fundo da Viga: Painel situado na parte inferior de uma viga.

- Face da Viga: Painel situado na parte vertical de uma viga.

- Forma: Conjunto de elementos de madeira utilizados para dar a configuração geométrica ao concreto armado.

- Forma Modulada: Forma pré-montada de dimensões padronizadas.

- Guia: Elemento do cimbramento em forma de tábua, traba - lhando como viga, destinado a transmitir as cargas das lajes para os pontaletes.

- Gravata: Peça de madeira destinada a unir os painéis dos pilares e vigas.

- Janela: Abertura localizada na parte inferior da forma do pilar destinada a facilitar a limpeza antes da concretagem.

- Madeira Compensada: Madeira industrializada em forma de chapa com dimensões padronizadas.

- Mão Francesa: Peça de madeira inclinada, destinada a dar estabilidade ao painel.

- Nervura: Peça de madeira destinada a enrigecer um painel.

- Painel: Superfície plana formada de tábuas ou chapas de madeira compensada, destinada a dar a configuração geométrica plana ao concreto armado.

- Pontaletes: Elemento do cimbramento em forma de caibro ou peça roliça, destinado a suportar as formas das vigas e lajes.

- Pranchão: Peça de madeira de seção transversal retangular de 30 a 100 mm por 200 a 400 mm.

- Ripa: Peça de madeira de seção transversal retangular de 10 a 20 mm por 50 a 100 mm.

- Sarrafo: Peça de madeira de seção transversal retangular de 20 a 38 mm por 50 a 150 mm.

- Tábua: Peça de madeira de seção transversal de 19 a 25 mm por 100 a 300 mm.

- Tirante: Barra de aço destinada a resistir esforços de tração.

- Travessa: Peça de madeira em forma de sarrafo ou tábua, utilizada como gravata ou apoio a outros elementos.

- Viga: Peça de madeira de seção transversal retangular de 50 a 250 mm por 100 a 300 mm.

- Vigota: = Viga.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Motivos e Interesse do Estudo

O emprego do concreto armado em estruturas de edificações para as finalidades mais diversas tem sido feito de modo intenso e crescente, desde as residências até os prédios com muitos pavimentos; desde barracões comerciais mais simples, até as complexas estruturas industriais.

Entretanto, para tornar possível a aplicação do concreto, são necessários elementos estruturais de madeira, que proporcionem a configuração geométrica do material e o sustentem estaticamente durante seu período de cura.

Este conjunto de elementos de madeira, formas e cimbramentos, tem sido utilizado em nossa construção civil de modo irracional e indiscriminado. Nota-se, por parte dos projetistas, consumo exagerado de madeira, denotando a inexistência, na literatura nacional especializada, de dados e informações precisos para a elaboração dos projetos de formas e cimbramentos compatíveis com o nível técnico alcançado no emprego de outros materiais.

No Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM), em seu atual estágio de desenvolvimento de trabalhos envolvendo o cálculo de estruturas, tornou-se possível o estudo e a análise dos problemas relacionados com projetos de formas e cimbramentos para estruturas de concreto armado.

As soluções racionais e econômicas propostas, baseadas no estudo das diversas opções de geometria e estabilidade das formas e cimbramentos, são apresentadas neste texto com todas as informações necessárias para a elaboração dos projetos.

Uma das metas previstas neste trabalho consiste na exposição didática dos resultados obtidos para auxiliar os profissionais interessados no assunto.

1.2 - Objetivos do Trabalho

O presente trabalho visa os seguintes objetivos:

a)- Promover um relacionamento mais direto entre os elementos do projeto e da obra, criando condições para evitar distor -

ções entre a concepção estrutural e o aspecto construtivo das formas e cimbramentos das edificações.

b)- Apresentar um roteiro para o cálculo e dimensionamento racional das formas e cimbramentos, levando em conta fatores tais como: caráter temporário da estrutura; emprego de espécies de madeira compatíveis e economicamente viáveis; verificação de cálculo coerente com a finalidade da estrutura.

c)- Reunir em um texto didático todas as informações disponíveis acerca do projeto das formas e cimbramentos para edificações, incluindo-se os dados necessários para o cálculo dos esforços nos diferentes elementos do cimbramento, dimensionamento e detalhamento.

1.3 - Resumo Histórico

A madeira foi o primeiro material utilizado pelo homem. Desde o homem neolítico e durante um longo período, houve preferência pela madeira e pelo barro para a construção estrutural de sua habitação.

Esta preferência ocorre devido à facilidade de manipulação do material e à sua abundância.

No decorrer dos tempos, a história assinala vários períodos arquitetônicos, cada um deles dotado de características próprias, inerentes ao próprio período, ou decorrentes da evolução progressiva, através dos séculos.

As construções evoluíram e foi concebido o concreto. As primeiras notícias a respeito do concreto armado são de 1855, quando Lambot o apresentou na "Exposição de Paris". Para a utilização do concreto surgiu a necessidade de utilizar a madeira, temporariamente, para dar forma ao concreto simples ou armado, durante o período de cura. Em 1852, François Coignet, utilizou as formas de madeira. Nesta fase a madeira era usada na forma de fâbuas.

Com o desenvolvimento industrial surgiu a madeira compensada. A fabricação da madeira compensada, à prova d'água, permitiu seu emprego nas formas. Este valioso elemento construtivo foi sugerido em 1900, por Hertz, de Weimar, na Alemanha. Dali, seu uso se difundiu pela Europa e pelos Estados Unidos.

Atualmente, há uma tendência acentuada para a execução de talhada dos projetos das formas e dos cimbramentos, em virtude do

custo elevado dos materiais empregados. A concepção das formas e dos cimbramentos vem se desenvolvendo continuamente e o desperdício do material é cada vez menor.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Um dos textos brasileiros mais antigos relativos às formas e cimbramentos de madeira para edificações é o Boletim nº 50 da Associação Brasileira de Cimento Portland, editado em 1944; fornece as informações necessárias ao projeto e à execução das formas e cimbramentos com os materiais e recursos disponíveis na época: tábuas de seção transversal 2,5 cm por 30,0 cm e pontaletes de seção transversal 7,5 cm por 7,5 cm, de Pinho do Paraná.

O texto alemão da mesma época, Der Prackische Zimmerer, editado em 1949, apresentou inovações no sistema de formas dispensando o uso de gravatas pregadas, substituindo-as por gravatas parafusadas, proporcionando facilidade de desforma dos painéis dos pilares. Nota-se neste texto, preocupação muito grande em eliminar o uso dos pregos nas ligações entre painéis, proporcionando às peças de madeira reutilizações mais frequentes.

Também neste texto é apresentada a utilização de tábuas convencionais nos painéis, mas substitue os caibros por peças roliças para suportar as formas.

Outro texto da mesma época, Der Zimmerlehrling, editado em 1949, introduz a idéia das emendas em peças roliças de cimbramentos. A menção mais importante deste texto é a referente ao sistema de gravatas progressivas para os pilares, considerando a distribuição triangular de pressões, principalmente com a atuação dos vibradores.

Um texto com sugestões bastante interessantes, Practical Formwork and Mould Construction, publicado em 1962, apresenta o sistema de formas deslizantes, de madeira; espaçadores plásticos e o emprego de tirantes de aço. Este sistema possibilita um programa sincronizado de concretagem, deslizando as formas para as novas posições a serem concretadas.

O texto mais rico em informações e inovações de sistemas, Formwork for Modern Structures, publicado em 1965, indica a utilização de chapas de madeira compensada. Demonstra interesse muito grande em eliminar os pregos substituindo-os por parafusos e em modular o sistema de formas através de grandes painéis de chapas de madeira compensada, unidos e enrijecidos por sarrafos.

3 - MATERIAIS

3.1 - Introdução

O material indicado neste texto para a execução de formas e cimbramentos é a madeira. Nas ligações e reforços são utilizados pregos, parafusos e barras de aço, sendo este último empregado sob a forma de tirantes.

3.2 - Madeira

A madeira para a execução de formas e cimbramentos pode ser serrada ou industrializada.

3.2.1 - Madeira Serrada

A madeira deve ter as seguintes propriedades:

- Elevado módulo de elasticidade.
- Dureza moderada, tendo em vista a maior facilidade de corte, de penetração e de arrancamento de pregos.
- Trabalhabilidade.
- Baixo custo.

O Pinho do Paraná tem sido a madeira mais comum, nos últimos cinquenta anos, na execução de formas e cimbramentos. Entretanto, a rápida extinção das reservas naturais e a imprevisão particular e governamental no reflorestamento, tem reduzido continuamente a sua disponibilidade e elevado exageradamente o seu custo. Apesar disso, madeiras menos conhecidas, mesmo com qualidades plenamente satisfatórias tem diminuta aceitação, principalmente nos centros tradicionais.

Com a falta do Pinho do Paraná, as madeiras de outras regiões, começam a atingir o mercado consumidor, sem o necessário aval de um estudo prévio, sem comercialização adequada, sem o manejo racional das reservas existentes e principalmente sem as precauções da recuperação florestal.

Entretanto, as reservas naturais do norte do país tem condições de abastecimento mundial, perene, se o cuidado com a recupe-

ração florestal for suficiente para permitir sua regeneração natural e para promover a eliminação das espécies de crescimento inicial mais rápido, mas de qualidade inferior.

Muitas espécies de madeira vem alcançando aceitação no mercado consumidor, embora muitas vezes madeiras de qualidades excelentes sejam empregadas em obras provisórias e outras de qualidades inferiores chegam a ser empregadas em obras permanentes.

Evidentemente a utilização mais inteligente e racional das madeiras menos nobres deve ser nas obras de diminuta duração, como nas formas e cimbramentos, reservando-se as madeiras de melhor qualidade para as obras perenes.

Na tabela 1, são apresentados os valores encontrados na literatura, como por exemplo o antigo Boletim nº 31 do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, das principais propriedades de várias espécies de madeiras nacionais. O emprego desta tabela deve ser cauteloso, pois para algumas espécies foram coletados resultados de ensaios para uma única árvore estudada.

Os dados já estão transformados em tensões admissíveis nos termos e critérios da NB-11/51 a Norma Brasileira para o Cálculo e a Execução das Estruturas de Madeira.

Sendo oficial o emprego do Sistema Internacional de Unidades são empregados:

Comprimento: o metro (m);

Massa: o quilograma (kg);

Força: o Newton (N);

Tensão: o Pascal (Pa);

Densidade: (g/cm³)

e seus múltiplos e submúltiplos como o:

Mega Pascal: MPa = N/mm²

As madeiras nacionais são encontradas no comércio em dimensões apresentadas na tabela 2.

TAB. 1 - Características Físicas e Mecânicas das Espécies de Madeira Nacionais Utilizadas na Execução de Formas e Cimbramentos

ESPÉCIES DE MADEIRAS		D ₁₅ g/cm ³	D ₃₅ g/cm ³	E _m = E _a MPa(N/mm ²)	UTILIZAÇÃO ACONSELHADA	σ _c	σ _n	σ _f	σ _t	τ _{lig}	τ _f	λ ₀
NOME VULGAR	NOME CIENTIFICO											
Angelim Rosa	Platycomus regnellii	0,81	0,87	14156	Cimbramento	9,87	2,96	17,63	17,63	1,91	1,28	73
Angico Branco	Piptadenia peregriana	0,70	0,76	10477	Cimbramento	6,77	2,03	12,71	12,71	1,87	1,25	76
Angico Preto	Piptadenia macrocarpa	1,05	1,08	16363	Cimbramento	13,99	4,20	23,04	23,04	2,91	1,94	66
Angico Vermelho	Piptadenia nigrida	0,89	0,96	10052	Cimbramento	8,19	2,46	13,69	13,69	2,15	1,43	67
Aroeira do Sertão	Astronium urundeuva	1,21	1,25	14931	Cimbramento	14,75	4,43	22,39	22,39	2,97	1,98	61
Assacu	Hura crepitans	0,40	0,45	5685	Formas	3,25	0,97	5,28	5,28	0,77	0,51	80
Cambarã	Moquinia polymorpha	0,75	0,83	7750	Formas	6,47	1,94	9,71	9,71	-	-	67
Canafistula	Cassia ferruginea	0,87	0,93	12007	Cimbramento	11,42	3,43	15,13	15,13	1,85	1,24	62
Canela	Nectandra sp	0,66	0,73	11066	Formas	7,05	2,12	11,79	11,79	1,57	1,04	76
Eucalipto Citriodora	Eucalyptus citriodora	1,01	1,06	15353	Cimbramento (1)	11,97	3,58	19,42	19,42	2,32	1,55	69
Eucalipto Tereticornis	Eucalyptus tereticornis	0,95	1,00	13067	Cimbramento (1)	7,85	3,14	18,69	18,69	2,02	1,34	78
Faveiro	Pterodon pubescens	0,93	0,98	12557	Formas (2)	12,13	3,64	18,88	18,88	1,78	1,19	62
Garapa	Apuleia praecox	0,86	0,92	13661	Cimbramento (1)	10,12	3,04	17,63	17,63	1,94	1,29	70
Guarantã	Esenbeckia leiocarpa	0,96	1,01	16657	Cimbramento (1)	12,34	3,70	21,37	21,37	2,81	1,87	71
Guatambu Branco	Aspidosperma olivaceum	0,87	0,93	13400	Cimbramento (1)	10,10	3,03	17,94	17,94	2,07	1,38	70
Ipê Pardo	Tecoma longiflora	1,03	1,07	15088	Cimbramento	12,13	3,64	21,48	21,48	1,97	1,31	68
Jacareúba	Colophyllum brasiliense	0,62	0,69	9280	Formas	6,40	1,92	9,36	9,36	1,37	0,91	73
Jatobá	Hymenaea stilbocarpa	0,96	1,01	14843	Cimbramento (4)	13,39	4,02	19,75	19,75	2,62	1,75	64
Louro Inhamui	Nectandra elaiophora	0,66	0,73	10664	Formas	7,04	2,11	11,48	11,48	1,56	1,04	75
Peroba de Campos	Paratecoma peroba	0,73	0,81	10330	Cimbramento	9,02	2,70	14,57	14,57	1,72	1,15	65
Peroba Rosa	Aspidosperma polyneuron	0,78	0,84	9246	Cimbramento	8,34	2,49	13,24	13,24	1,78	1,19	64
Pinho do Paraná	Araucaria angustifolia	0,54	0,60	10323	Formas (3)	5,00	1,51	8,53	8,53	0,93	0,64	87

(1) Utiliza-se normalmente peças roliças descascadas.

(2) Espécie preferida na região centro-oeste do País.

(3) Espécie preferida na região sul do País

(4) Espécie preferida na região de Manaus

TAB. 2 - Dimensões Normalizadas e Comerciais de Madeiras Serradas

DIMENSÕES DE MADEIRAS SERRADAS (cm)		
T I P O S	P B - 5	C O M E R C I A I S
Pranchões.....	15,0 x 23,0 10,0 x 20,0 7,5 x 23,0	3,0 x 30,0 4,0 x 20,0 até 4,0 x 40,0 6,0 x 20,0 até 6,0 x 30,0 9,0 x 30,0
Vigas.....	15,0 x 15,0 7,5 x 15,0 7,5 x 11,5 5,0 x 20,0 5,0 x 15,0	5,0 x 16,0 6,0 x 12,0 6,0 x 15,0 6,0 x 16,0 10,0 x 10,0 12,0 x 12,0 20,0 x 20,0 25,0 x 25,0 25,0 x 30,0
Caibros.....	7,5 x 7,5 7,5 x 5,0 5,0 x 7,0 5,0 x 6,0	5,0 x 5,0 5,0 x 6,0 6,0 x 6,0 7,0 x 7,0
Sarrafos.....	3,8 x 7,5 2,2 x 7,5	2,0 x 10,0 2,5 x 10,0 3,0 x 15,0
Tábuas.....	2,5 x 23,0 2,5 x 15,0 2,5 x 11,5	1,9 x 10,0 até 1,9 x 30,0 2,5 x 10,0 até 2,5 x 30,0
Ripas.....	1,2 x 5,0	1,0 x 5,0 1,5 x 5,0 1,5 x 10,0 2,0 x 5,0

Obs: Os comprimentos variam, geralmente, de 2 a 6 m.

3.2.2 - Madeira Industrializada

A dificuldade de obtenção de tábua largas de madeira serada conduziu à concepção da chapa de madeira compensada, da chapa de fibras de madeira e da chapa de madeira aglomerada.

3.2.2.1 - Madeira Compensada

A chapa de madeira compensada é constituída por lâminas coladas de madeira.

As lâminas são sobrepostas com orientação das fibras no sentido de compensação das propriedades da chapa, como ilustra a figura 1.

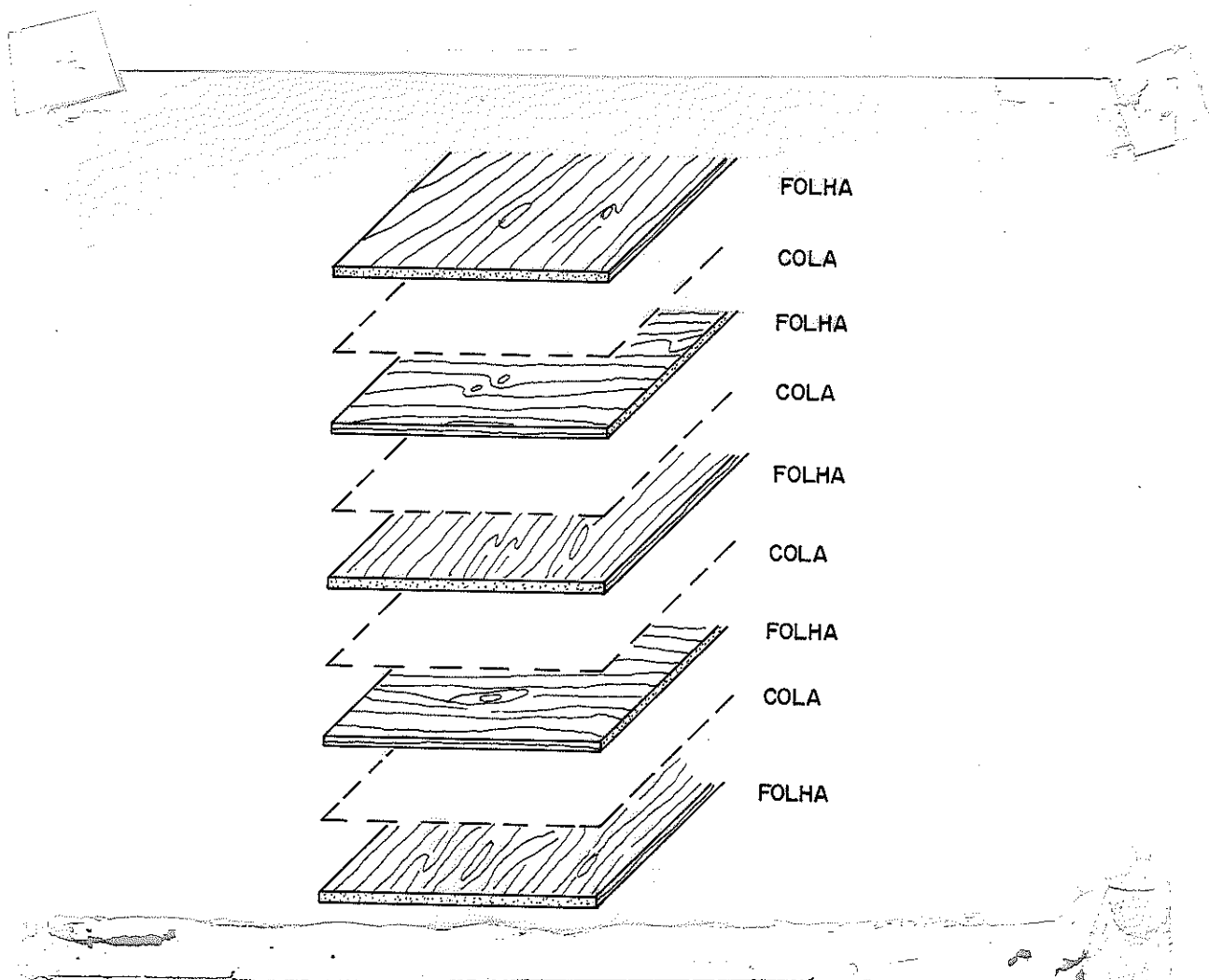


FIG. 1 - ORIENTAÇÃO DAS FIBRAS DA CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA

A madeira tradicional na fabricação dos compensados tem sido o Pinho do Paraná. Atualmente as lâminas internas são de qualquer madeira e as externas são de Pinho do Paraná.

Os adesivos são da maior importância na definição das propriedades das chapas: resinas urêicas tem menor resistência à água e produzem compensados comerciais indicados para uso interno. Resinas fenólicas são resistentes à água e produzem os compensados indicados para uso exterior.

Os compensados fenólicos são indicados na construção de chapas para execução de formas.

A madeira é um material anisotrópico, isto é, apresenta propriedades variáveis com a direção das fibras. A madeira compensada permite maior homogeneidade material e conseqüentemente menor variação das propriedades com a direção das fibras.

As dimensões usuais das chapas de madeira compensada para formas são: (110 x 220) cm², nas espessuras de 3 a 20 mm, tendo 3 a 5 lâminas, coladas com fenol-formaldeído.

As vezes suas superfícies são tratadas com resinas ou com substâncias plásticas, para melhorar sua duração e o acabamento superficial do concreto. O custo elevado destas chapas é recuperado na sua múltipla reutilização.

A resistência das lâminas externas comanda a resistência das chapas. O conhecimento do comportamento das chapas só pode ser obtido através de ensaios. As firmas produtoras não se preocupam com a apresentação dos valores característicos das chapas.

3.2.2.2 - Chapas de Fibras de Madeira

A madeira de reflorestamento de árvores de pequenas dimensões tem-se prestado para a fabricação das chapas de fibras de madeira. Estas tem emprego limitado nas formas devido à sua menor resistência mecânica, elevada absorção de água, grande deformabilidade por absorção de água. Sua impermeabilização é muito difícil e muito cara.

A fabricação da chapa de fibras de madeira se processa em algumas etapas características: corte em pequenas lascas, desfibramento, formação da manta por via líquida e prensagem em elevada temperatura e pressão.

Embora tendo menor resistência mecânica, as chapas de fi-

bras de madeira tem condições mecânicas suficientes para a execução de formas. Deverão, entretanto, receber tratamento superficial impermeabilizante.

3.2.2.3 - Madeira Aglomerada

A fabricação da chapa de madeira aglomerada requer madeira do mesmo tipo da necessária para a fabricação da chapa de fibras de madeira.

Sua aplicação na execução de formas tem as mesmas dificuldades indicadas para as chapas de fibras.

A fabricação das chapas de madeira aglomerada se processa em etapas características: corte em lascas e partículas diminutas, mistura de adesivo, formação das chapas a seco e prensagem em temperatura e pressão elevadas.

As chapas de madeira aglomerada tem condições mecânicas satisfatórias para a execução de formas. Deverão, entretanto, ser fabricadas com adesivos resistentes à umidade e receber tratamento superficial impermeabilizante.

3.3 - Pregos

Os pregos usados na execução das formas e cimbramentos são, em geral, de dimensões variadas. A escolha de um único tamanho de prego permitiria esta execução com economia de tempo e simplicidade do serviço.

O uso indiscriminado de pregos pode trazer graves inconvenientes na execução das formas e cimbramentos. Além do desperdício, o número excessivo de pregos pode dificultar a desforma e provocar estragos na madeira, impedindo sua reutilização.

Na tabela 3, são apresentadas as dimensões dos pregos encontrados no mercado e indicados para utilização nas formas e cimbramentos.

Entre os tamanhos indicados, tres dos mais procurados são: 17 x 27; 18 x 27; 18 x 30, conseguindo suprir quase todas as necessidades da execução das formas e cimbramentos. O comprimento dos pregos deve ultrapassar a espessura das peças de madeira a serem ligadas, ficando a ponta do prego saliente. Esta ponta não deve ser dobrada, a fim de facilitar o arrancamento do prego na retirada das formas e melhor aproveitamento posterior do material.

TAB. 3 - Tamanhos, Dimensões e Capacidades de Carga dos Pregos.

NOMENCLATURA COMERCIAL	DIMENSÕES (mm) (*)	QUANTIDADE PREGOS POR QUILO (*)	M A D E I R A (**)	
			$D_{15} \leq 0,65 \text{ g/cm}^3$ $\bar{F} = 4,5 \cdot \delta^{3/2} \cdot 9,81 \text{ N}$	$D_{15} > 0,65 \text{ g/cm}^3$ $\bar{F} = 7,5 \cdot \delta^{3/2} \cdot 9,81 \text{ (N)}$
16 x 18	2,7 x 43,5	512	196	326
16 x 21	2,7 x 48,5	437	196	326
16 x 24	2,7 x 55,2	385	196	326
16 x 27	2,7 x 62,1	356	196	326
17 x 21	3,0 x 48,5	375	229	382
17 x 24	3,0 x 55,2	303	229	382
17 x 27	3,0 x 62,1	281	229	382
18 x 24	3,4 x 55,0	221	277	603
18 x 27	3,4 x 62,1	229	277	603
18 x 30	3,4 x 69,0	175	277	603
19 x 27	3,9 x 62,1	163	340	567
19 x 30	3,9 x 69,0	138	340	567
19 x 33	3,9 x 75,9	133	340	567
19 x 36	3,9 x 82,8	124	340	567

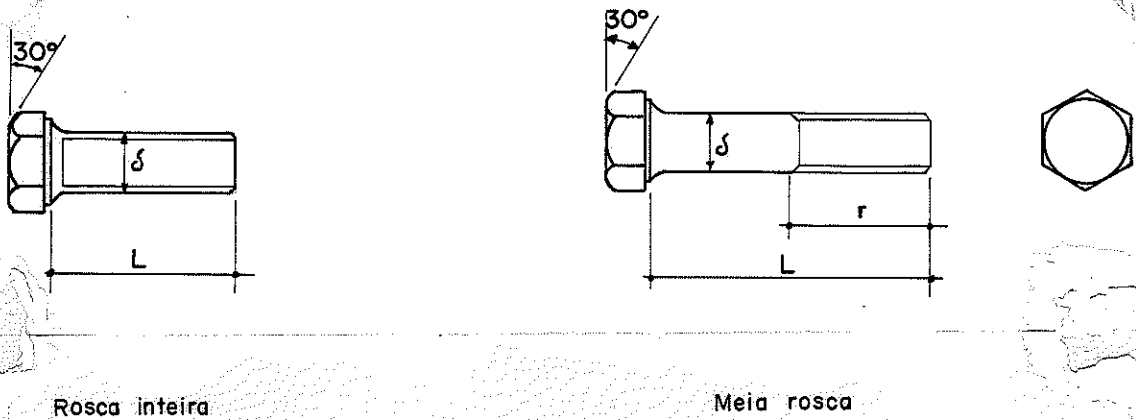
(*) Levantamento feito no LaMEM. Pregos fabricados em São Carlos.

(**) Cálculo segundo NB-11, artigo 68a.

3.4 - Parafusos

Os parafusos frequentemente empregados na execução de formas e cimbramentos são os sextavados e os auto-atarrachantes. Estes parafusos são fabricados em aço tipo SAE 1010 e em diversos tamanhos, definidos sempre pelo diâmetro e pelo comprimento.

Os parafusos sextavados fig. 2 são aplicados quando existem ligações de maior responsabilidade e a possibilidade de reutilização dos materiais.



Rosca inteira

Meia rosca

FIG. 2 - PARAFUSOS SEXTAVADOS

Na tabela 4 são apresentadas as dimensões comerciais dos parafusos sextavados.

TAB. 4 - Dimensões dos Parafusos Sextavados.

COMPRI- MENTO L (mm)	D I Ã M E T R O (mm)								
	4,69	6,35	7,81	9,53	10,94	12,70	14,29	15,63	19,05
9,53									
12,70									
15,88									
19,05									
22,23									
25,40									
31,75									
38,10									
44,45									
50,80									
57,15									
63,50									
69,85									
76,20									
82,55									
101,60									
114,30									
127,00									
139,70									
152,40									
165,10									
177,80									
190,50									
203,20									

Obs: Os parafusos de dimensões indicados na tabela 4, acima da linha cheia superior são de rosca inteira.

3.5 - Barras de Aço

As barras de aço do tipo CA-25 são utilizadas como tirantes em substituição a algumas peças das gravatas ou quando há necessidade de reforço nos painéis de pilares, paredes, vigas de grande altura e fundações.

Quando estes tirantes atravessam algum elemento da estrutura ficando em contato direto com o concreto, parece mais econômico protegê-los com tubos plásticos, tendo em vista retirá-los após a cura do concreto.

A barra de aço é muito utilizada em grandes obras pela facilidade de sua preparação, montagem e retirada. É obtida no próprio canteiro de obra através do corte de barras de aço CA-25 tendo diâmetros de acordo com as necessidades. As roscas são feitas nas duas extremidades, figura 4.

Os diâmetros mais utilizados são de 6,35 mm (1/4"), 9,53 mm (3/8") e 12,70 mm (1/2").

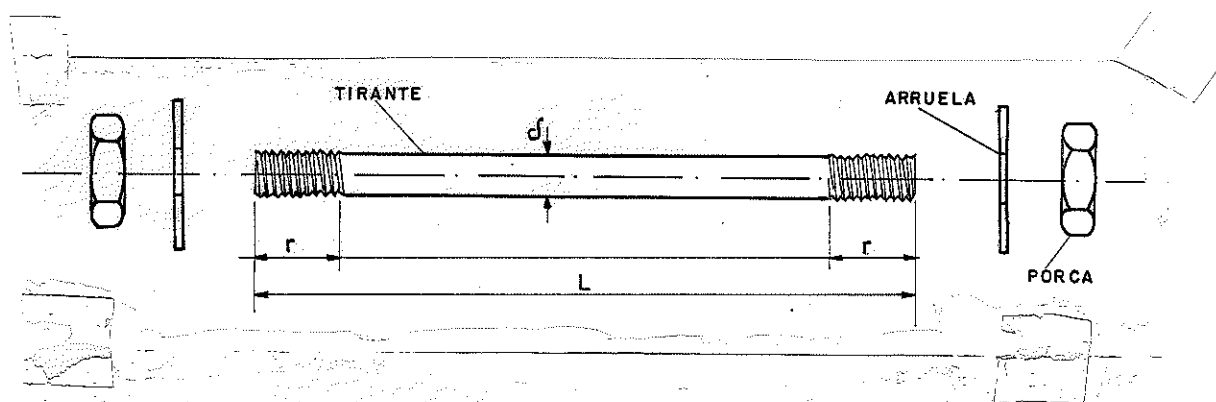


FIG. 4 - BARRA DE AÇO EM FORMA DE TIRANTE PARA UTILIZAÇÃO EM FORMAS DE MADEIRA

3.6 - Distanciadores Plásticos

Distanciadores são dispositivos de dupla função: evitar irregularidades no afastamento entre os painéis das formas e proteger os tirantes do contato com o concreto, figura 5.

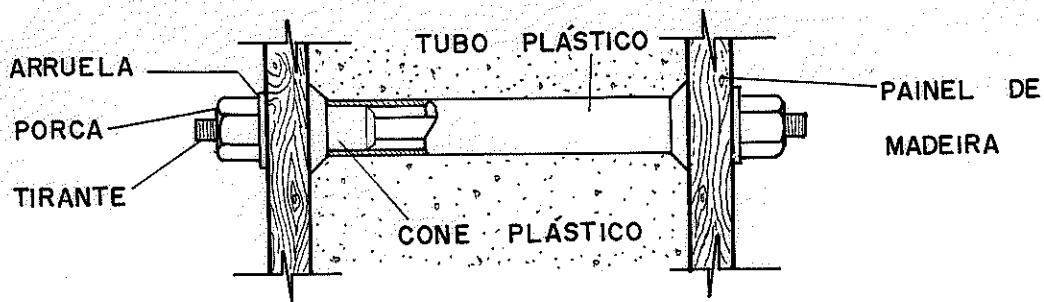


FIG. 5 - ESQUEMA DE UTILIZAÇÃO DO DISTANCIADOR PLÁSTICO NA CONCRETAGEM

Estes dispositivos são encontrados no comércio e sua utilização está se difundido bastante, devido a possibilidade de dispensar as escoras laterais, figura 6.

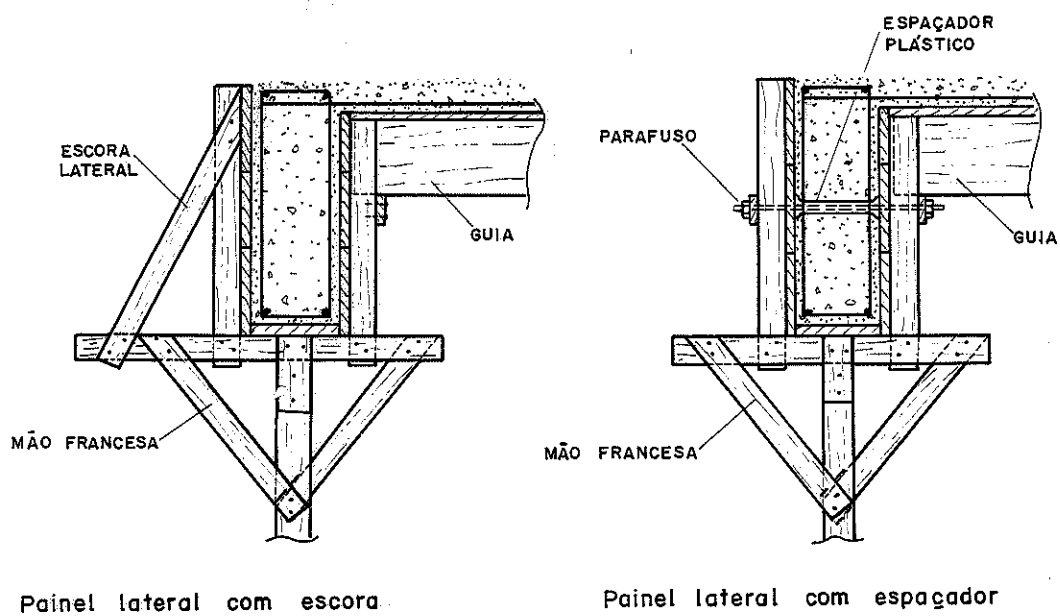
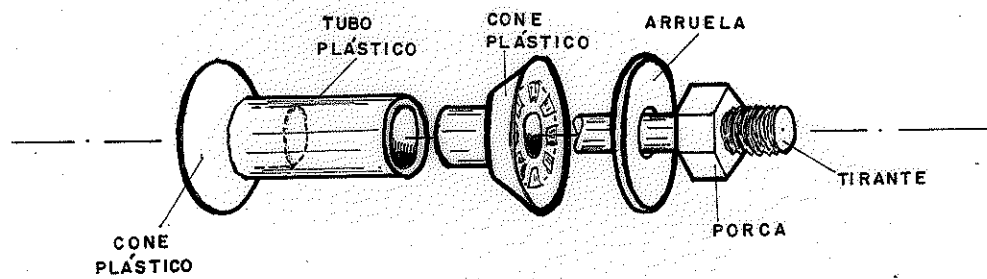
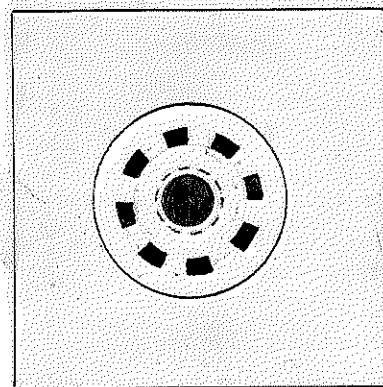


FIG. 6 - ESQUEMA DE UTILIZAÇÃO DO ESPAÇADOR PLÁSTICO EM SUBSTITUIÇÃO A ESCORA LATERAL

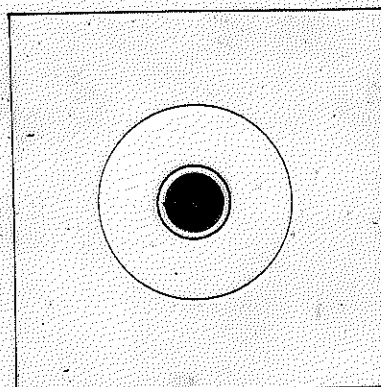
No momento da desforma, o tirante de aço e os cones plásticos são retirados ficando apenas o pedaço do tubo plástico no interior do concreto. O furo no concreto, resultante da retirada dos componentes do espaçador plástico, pode ser eliminado injetando argamassa, figura 7.



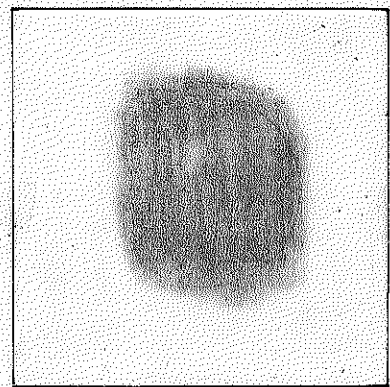
COMPONENTES DO ESPAÇADOR PLÁSTICO



APÓS A RETIRADA DA FORMA



SEM O CONE PLÁSTICO



APÓS O ACABAMENTO

FIG. 7 - ESQUEMA DAS FASES DE RETIRADA DOS COMPONENTES DO ESPAÇADOR PLÁSTICO E ACABAMENTO COM INJEÇÃO DE ARGAMASSA NO FURO

4 - GENERALIDADES TÉCNICAS

4.1 - Introdução

A execução de estruturas de concreto armado exige a construção de formas com dimensões internas correspondendo exatamente às peças da estrutura projetada.

A não ser em caso de peças de grandes vãos e grandes alturas, cujas formas exigem projetos e cálculos especiais, não se costuma calcular, em geral, as formas para as estruturas dos edifícios comuns, as quais são frequentemente executadas de acordo com a prática dos mestres de obra e superficialmente verificadas pelos construtores e engenheiros.

Esta circunstância tem ocasionado elevada diversificação nos critérios para a utilização da madeira, em algumas obras empregada em excesso, em outras deficientemente, prejudicando o aspecto exterior e reduzindo a resistência das peças da estrutura, em consequência de deformação exagerada das formas.

Esta diversificação, notada até em obras da mesma localidade, mais se acentua quando se consideram localidades diferentes : as denominações e dimensões das peças na preparação das formas são as mais variadas, bem como qualidade dos materiais empregados.

A uniformização das espécies e dimensões das madeiras utilizadas, e o emprego de tabelas para aplicação imediata, seriam extremamente vantajosas, não só por facilitarem a fiscalização do consumo da madeira nas obras, como também para a definição rápida das formas com a resistência necessária.

É o que se objetiva neste trabalho, organizado com elementos colhidos em obras em andamento em São Paulo, Paraná, Minas Gerais e Goiás, completado por cálculos baseados na resistência dos materiais e ensaios realizados no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM).

Encontram-se em publicação da ABCP e na NB-1/78 requisitos, precauções e critérios construtivos para a execução de formas e cimbramentos.

4.2 - Requisitos Mí́nimos para a Execução de Formas e Cimbra¹mentos

Em texto da ABCP (1), são indicados os seguintes requisitos de ordem geral; as formas devem:

1)- "Ser executadas rigorosamente de acordo com as dimensões indicadas pelo projeto e ter a resistência necessária para não se deformarem sensivelmente sob a ação dos esforços que vão suportar, isto é, sob a ação conjunta do peso próprio, do peso e pressão do concreto fresco, do peso das armaduras e das cargas acidentais. Peças de grande vão devem ter a sobre-elevação necessária para compensar a deformação inevitável sob a ação das cargas.

2)- Ser praticamente estanques, condição esta de grande importância para que não haja perda de cimento arrastado pela água. Para esse fim, é preciso que as tábuas sejam bem alinhadas, se justaponham o melhor possível, e as fendas que apareçam sejam tomadas cuidadosamente com papel ou pano. Deverá merecer cuidado particular a ligação das tábuas que formem ângulos (arestas de vigas e de pilares, juntas de vigas com lajes, etc.).

3)- Ser construídas de forma que permita a retirada de seus diversos elementos com relativa facilidade e, principalmente, sem choques. Para esse fim, o seu escoramento deve apoiar-se sobre cunhas, caixas de areia ou outros dispositivos apropriados.

4)- Ser projetadas e executadas de modo que permitam o maior número possível de reutilizações das peças.

5)- Ser feita com madeiras aparelhadas, nos casos em que o concreto deva constituir superfície aparente definitiva".

4.3 - Precauções Importantes a serem Consideradas para que a Estrutura não seja Prejudicada

1)- " Antes do lançamento do concreto, as formas devem ser

(1) - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - Formas de madeira para concreto armado em edifícios comuns. São Paulo, ABCP, Reimpr. 1981. p.385-446. (Boletim Técnico, nº 50).

limpas internamente; para esse fim, devem ser deixadas aberturas, denominadas "janelas", próximas ao fundo, nas formas de pilares, paredes e vigas estreitas e profundas.

2)- Antes do lançamento do concreto, as formas devem ser molhadas até a saturação para que não absorvam água necessária à pega do cimento. O escoamento da água em excesso, empregada para esse fim, far-se-á por furos convenientemente localizados. Existem, na praça preparos especiais, que se adicionam à água para impedir a absorção pelas formas e que podem ser aplicados por meio de pulverizador comum usado na lavoura. Esses preparados destinam-se também a facilitar a retirada das formas. Devem ser aplicados antes da colocação das armaduras para que não prejudiquem a aderência entre estas e o concreto.

3)- Na execução de estruturas localizadas abaixo do nível do solo ou contíguas a um parâmetro de terra, as formas verticais (paredes, colunas, pilares), podem ser dispensadas desde que, pela consistência do terreno, não haja perigo de desmoronamentos. Em caso contrário, devem ser feitos revestimentos de tijolos ou de concreto magro.

4)- Quando se deseja evitar a ligação de muros ou pilares a construir, com outros já existentes, a face de concreto deverá ser recoberta com papel, graxa, feltro, reboco de cal e areia ou simplesmente de pintura de cal.

5)- A retirada das formas, sem choques, deve obedecer sempre a ordem e aos prazos mínimos abaixo indicados, referindo-se à 1.^a coluna ao cimento portland comum, e a 2.^a coluna ao cimento de alta resistência inicial; tabela 6".

TAB. 6 - Prazos Mínimos de Desforma

DISCRIMINAÇÃO	CIMENTO PORTLAND	CIMENTO DE ALTA RESISTÊNCIA
	DIAS	DIAS
Paredes, Pilares e Faces Laterais de Vigas...	3	2
Lajes com 10 centímetros de espessura.....	7	3
Lajes com mais de 10 centímetros de espessura e faces inferiores de vigas até 10 m de vão..	21	7
Arcos e faces inferiores de vigas com mais de 10 metros de vão.....	28	10

4.4 - Critérios Construtivos Gerais

No texto da NB-1/78 (2), são apontados alguns critérios relativos ao projeto e à execução de formas e cimbramentos, incluindo-se a recomendação da utilização da NB-11/51 (3), e da NB-14/68 (4), para o dimensionamento das formas e cimbramentos.

Algumas das recomendações tem caráter de complementação das prescrições da NB-11 e não estariam na NB-1 caso existisse uma recomendação específica para o cálculo e a execução das formas e cimbramentos.

Entre as indicações apresentadas nos itens 9, 11 e 14 da NB-1, pode-se destacar:

1)- "As formas deverão adaptar-se às formas e dimensões das peças da estrutura projetada, respeitadas as tolerâncias:

$0,25 \cdot \sqrt[3]{a}$ para as medidas "a" (cm).

2- As formas deverão ser dimensionadas de modo que não possam sofrer deformações prejudiciais, quer sob a ação dos fatores ambientais, quer sob a carga, especialmente a do concreto fresco, considerando nesta o efeito do adensamento sobre o empuxo do concreto.

Nas peças de grande vão, dever-se-á dar às formas a contra-flexa eventualmente necessária para compensar a deformação provocada pelo peso do material nelas introduzido, se já não tiver sido prevista no projeto.

3)- O cimbramento deverá ser projetado de modo a não sofrer sob a ação de seu peso, do peso da estrutura e das cargas acidentais que possam atuar durante a execução da obra, deformações

(2) - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Projeto e execução de obras de concreto armado - NB-1, Rio de Janeiro, ABNT 1978.

(3) - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Cálculo e execução de estruturas de madeira - NB-11, Rio de Janeiro, ABNT, 1951.

(4) - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Cálculo e execução de estruturas de aço - NB-14, Rio de Janeiro, ABNT, 1968

prejudiciais à forma da estrutura ou que possam causar esforços no concreto na fase de endurecimento. Não se admitem pontaletes de madeira com diâmetro ou menor lado da seção retangular inferior a 5 cm para madeiras duras e 7 cm para madeiras moles.

4)- Deverão ser tomadas as precauções necessárias para evitar recalques prejudiciais provocados no solo ou na parte da estrutura que suporta o cimbramento pelas cargas por este transmitidas.

5)- O teor de umidade natural da madeira deverá ser compatível com o tempo a decorrer entre a execução das formas e do cimbramento e a concretagem da estrutura.

6)- Cada pontalete de madeira só poderá ter uma emenda, a qual não deverá ser feita no terço médio do seu comprimento. Nas emendas, os topos das duas peças emendadas deverão ser planos e normais ao eixo comum. Deverão ser pregadas cobrejuntas em toda a volta das emendas.

7)- Deverão ser tomadas, nas obras, as devidas precauções para proteger as formas e cimbramentos contra os riscos de incêndio, tais como cuidados nas instalações elétricas provisórias, remoção de resíduos combustíveis e limitação do emprego de fontes de calor.

8)- A construção das formas e cimbramentos deverá ser feita de modo a haver facilidade na retirada de seus diversos elementos separadamente. Para que se possa fazer essa retirada sem choques, o cimbramento deverá ser apoiado sobre cunhas, caixas de areia ou outros dispositivos apropriados a esse fim.

9)- Antes do lançamento do concreto deverão ser conferidas as medidas e posições das formas, a fim de assegurar que a geometria da estrutura corresponda ao projeto, com as tolerâncias previstas.

Proceder-se-á a limpeza do interior das formas e a vedação das juntas, de modo a evitar a fuga da pasta. Nas formas de paredes, pilares e vigas estreitas e altas, dever-se-á deixar aberturas no fundo, para limpeza.

As formas absorventes deverão ser molhadas até a saturação, fazendo-se furos para o escoamento da água em excesso. No caso em que as superfícies das formas sejam tratadas com produtos anti-aderentes, destinados a facilitar a desmoldagem, esse tratamento deverá ser feito antes da colocação das armaduras.

10)- Enquanto não atingir endurecimento satisfatório, o concreto deverá ser protegido contra agentes prejudiciais tais como mudança de temperatura, secagem, chuva forte, água torrencial, agentes químicos, bem como contra choques e vibrações de intensidade tal que possam produzir fissuração na massa do concreto ou prejudicar a sua aderência à armadura.

A proteção contra a secagem prematura, pelo menos durante os sete primeiros dias após o lançamento do concreto, aumentando esse mínimo quando a natureza do cimento exigir, poderá ser feita mantendo-se umedecida a superfície ou protegendo-se com uma película impermeável. O endurecimento do concreto poderá ser antecipado por meio de tratamento térmico adequado e devidamente controlado, não se dispensando as medidas de proteção contra secagem.

11)- A retirada das formas e do cimbramento só poderá ser feita quando o concreto se achar suficientemente endurecido para resistir às ações que sobre ele atuarem e não conduzir a deformações inaceitáveis, tendo em vista o valor baixo do E_c e a maior probabilidade da grande deformação lenta quando o concreto é solicitado com pouca idade. Se não for demonstrado o atendimento das condições citadas e não se tendo usado cimento de alta resistência inicial ou processo que acelere o endurecimento, a retirada das formas e do escoramento não deverá ser feita antes dos seguintes prazos.

- faces laterais: 3 dias.

- faces inferiores deixando-se pontaletes bem cunhados e convenientemente espaçados: 14 dias.

- faces inferiores sem pontaletes: 21 dias.

12)- A retirada das formas e do cimbramento deverá ser efetuada sem choques e obedecer a um programa elaborado de acordo com o tipo de estrutura".

5 - FORMAS E CIMBRAMENTOS PARA PEQUENAS EDIFICAÇÕES

As pequenas edificações normalmente não dependem de grandes preocupações para a execução de lajes, vigas e pilares. As formas e cimbramentos são geralmente executadas segundo a prática dos mestres de obra sem grande preocupação de reaproveitamento do material, pois as quantidades envolvidas são muito pequenas.

5.1 - Concepção das Formas e Cimbramentos

Os pilares de concreto são executados após serem erguidas as paredes de alvenaria. Para isto, na construção das paredes são deixados espaços com as dimensões aproximadas dos pilares possibilitando montar a sua forma com apenas duas tábuas reforçadas por gravatas, figura 8.

As lajes de concreto costumam ser apoiadas diretamente sobre as paredes de alvenaria, figura 9.

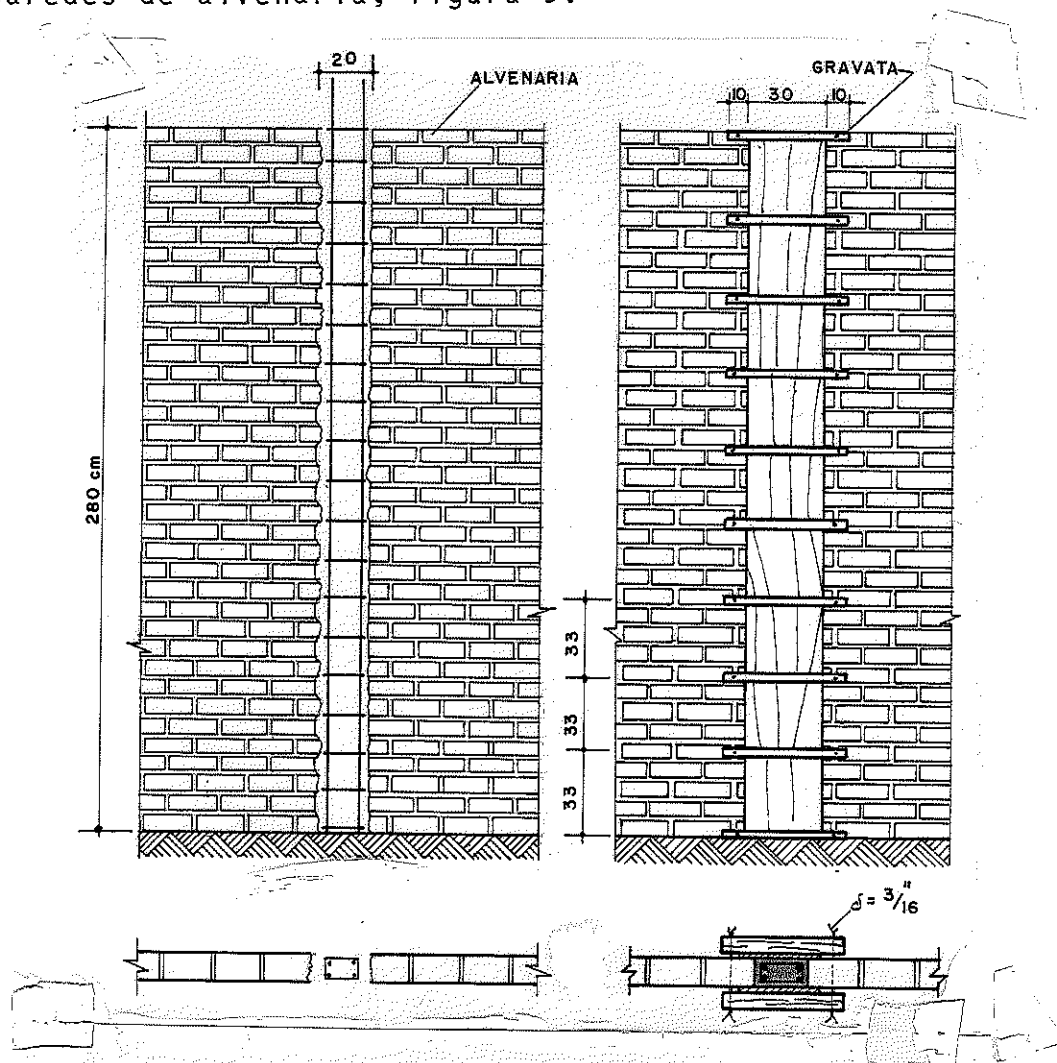


FIG. 8 - ESQUEMA DE CONCRETAGEM DE UM PILAR DE CONCRETO NA PAREDE DE ALVENARIA

O cimbramento é constituído por pontaletes e guias. Sob os pontaletes recomenda-se colocar calços de distribuição de pressões, cunhas para regular a altura desejada e para facilitar a desforma. A ligação entre os pontaletes e guias pode ser feita por encaixe, pregada ou parafusada, figuras 11, 12, 13.

O painel horizontal pode ser feito de tábua convencionais justapostas, ou de chapas de madeira compensada. A escolha depende da disponibilidade dos materiais no mercado, do custo e da possibilidade de reaproveitamento. Em muitos casos não há vigas de concreto sobre a alvenaria. Havendo viga sobre a parede, a forma é constituída basicamente por duas tábuas reforçada por gravatas, figura 10. Não havendo viga, a simples colocação de dois ferros ao longo da parede corresponde à utilização de cinta de amarração.

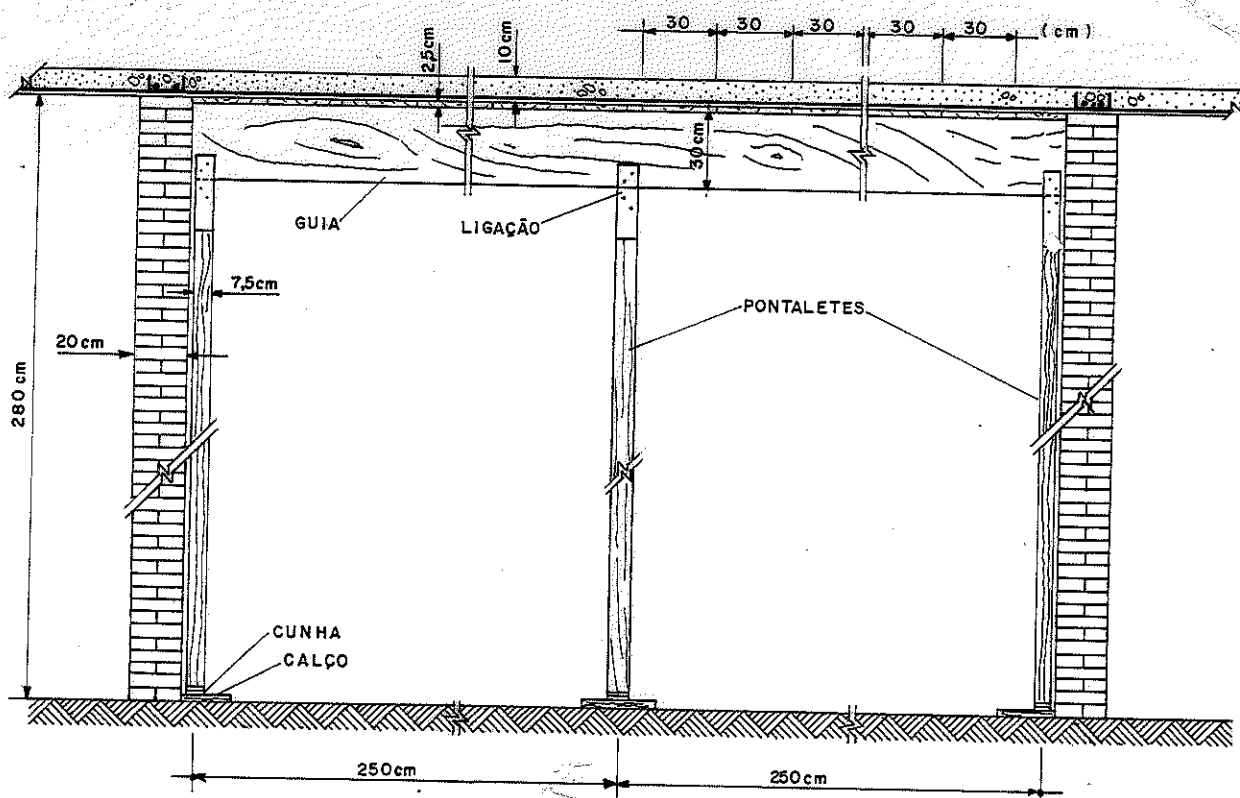


FIG. 9 - CORTE DA LAJE SOBRE ALVENARIA. DETALHES DA FORMA E DO CIMBRAMENTO DA LAJE

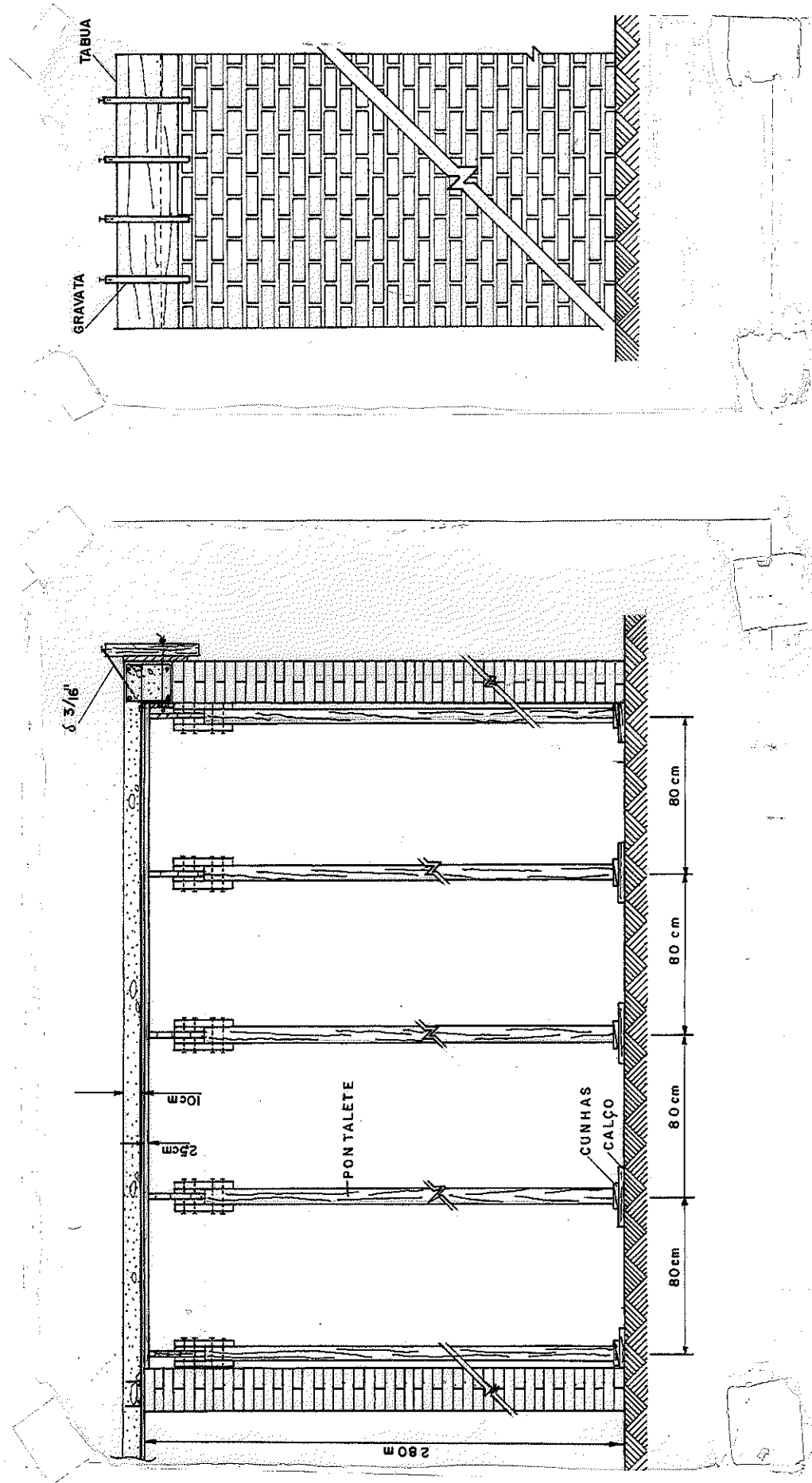


FIG. 10 - CORTE DA LAJE SOBRE ALVENARIA. DETALHES DA FORMA, DO CIMBRA -
MENTO DA LAJE E DETALHES DA FORMA DA VIGA

5.1.1 - Ligação Guia - Pontaleta

A ligação entre guia e pontaleta pode ser executada como é indicado nas figuras 11, 12, 13.

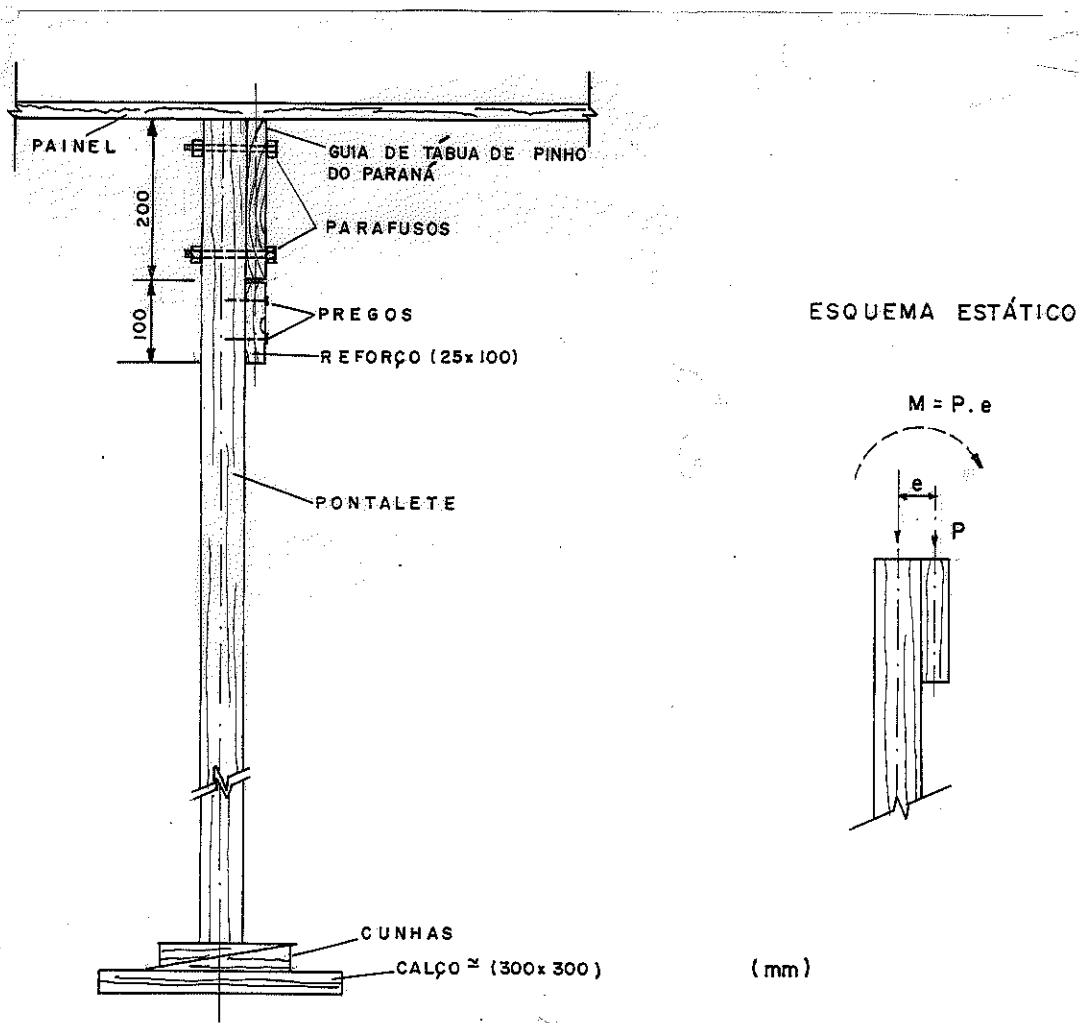


FIG. 11 - ESQUEMA DE LIGAÇÃO GUIA-PONTALETE, COM EXCENTRICIDADE ENTRE O EIXO DA GUIA E O EIXO DO PONTALETE

A ligação da figura 11, é de fácil execução, mas, mesmo alternando-se a posição dos pontaletes em relação à guia, introduz um efeito de flexão no pontaleta, por causa da fixação excêntrica da guia. O cálculo deste pontaleta deverá ser feito segundo a NB-11/51, item 57, como flexo-compressão.

A fixação da forma da laje (painel horizontal) na guia de

ve ser feita levemente, para facilitar a desforma posterior.

A guia pode ser parafusada ao pontalete, principalmente quando houver necessidade de maior capacidade de suporte.

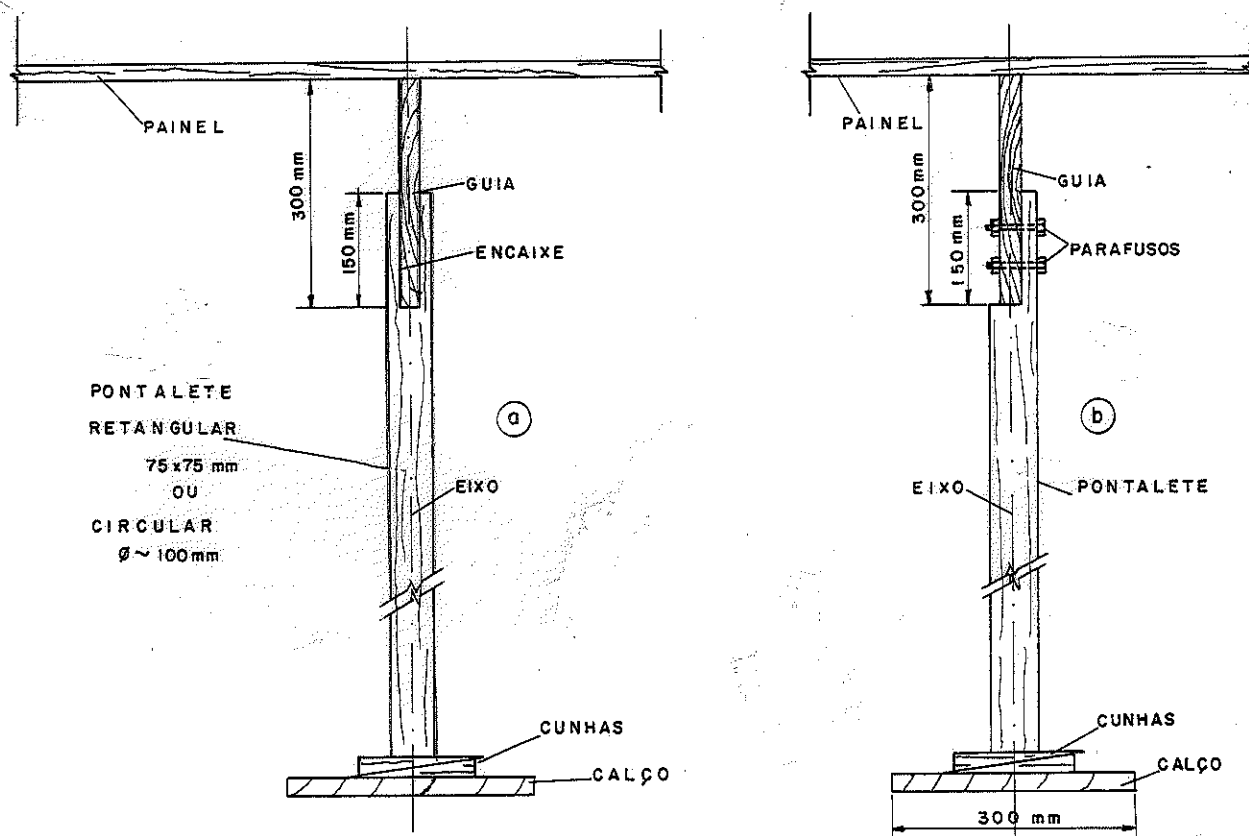


FIG. 12 - ESQUEMA DE LIGAÇÃO GUIA-PONTALETE ATRAVÉS DE ENCAIXE, PARA FIXAÇÃO CENTRADA DA GUIA

Utilizando-se a ligação representada na figura 12, os pontaletes são serrados para formar o encaixe da guia. A ligação do tipo a apresenta desempenho satisfatório, mas, a preparação do sulco para encaixe da guia requer habilidade do carpinteiro, para não rachar a madeira. É dispensado o emprego de pregos ou parafusos. A ligação do tipo b é mais fácil de ser executada, todavia requer a utilização de parafusos para fixar as guias. Estas duas ligações são totalmente recomendadas devido a posição do carregamento no centro do pontalete. Nestes casos, verifica-se apenas a flambagem do pontalete segundo a NB-11/51, item 52.

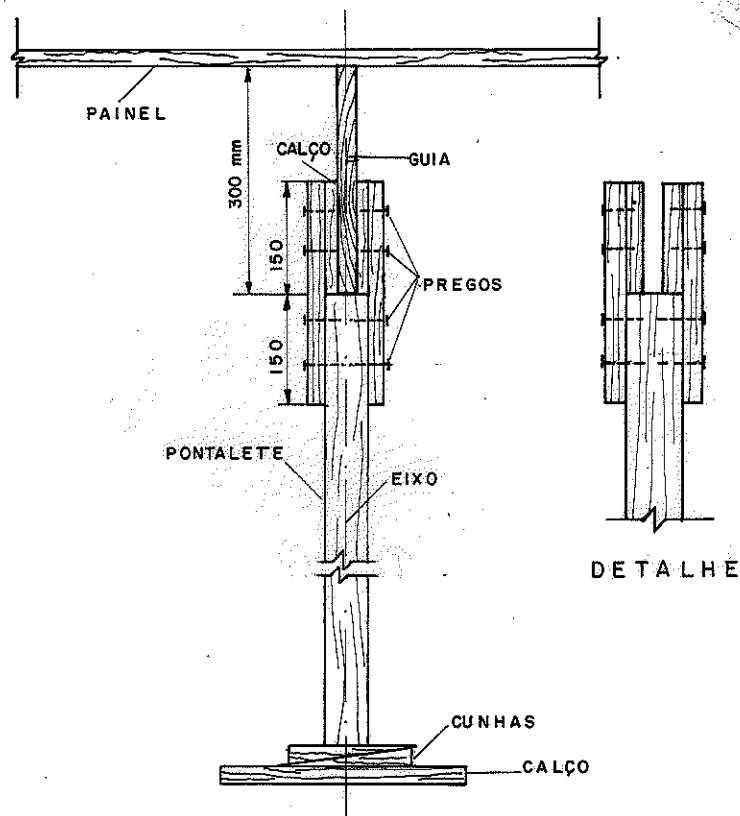


FIG. 13 - ESQUEMA DE LIGAÇÃO GUIA - PONTALETE ATRAVÉS DE COBREJUNTAS, MANTENDO A CARGA CENTRADA

A ligação através de cobrejuntas, figura 13, é das mais eficientes e de execução simples, a carga permanece concentrada no pontalete. Esta ligação não apresenta pregos entre a guia e as cobrejuntas, proporcionando facilidade e rapidez na retirada do cimbramento.

5.2 - Roteiro de Cálculo

5.2.1 - Formas das Lajes

O painel horizontal para a formação das lajes pode ser constituído por tábua ou chapas apoiadas sobre guias. O dimensiona

mento do painel é feito, determinando-se o comprimento máximo da tábua ou da chapa entre guias, através da resistência e da flecha admissível do painel com o carregamento considerado.

O carregamento a ser considerado para o dimensionamento das formas e cimbramentos é o peso próprio do concreto armado acrescido de 10%, tendo em vista as cargas acidentais no instante da concretagem, como o peso dos operários e o peso dos equipamentos de concretagem. O peso da madeira não é considerado no carregamento, sendo desprezível em relação ao peso do concreto armado.

Seja por exemplo uma laje de concreto armado de dimensões 5,0 por 3,2 m e 10 cm de espessura com painel de tábuas de Pinho do Paraná de (2,5 x 30,0) cm², figura 9, 10.

- Cálculo do vão (ℓ) entre as guias pela tensão de flexão das tábuas.

$$\frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

com

$$M = \frac{p \cdot \ell^2}{8};$$

$$y = \frac{e}{2} \quad e \quad J = \frac{b \cdot e^3}{12},$$

tem-se:

$$\ell \leq \sqrt{\frac{4 \cdot \bar{\sigma}_f \cdot b \cdot e^2}{3 \cdot p}}$$

sendo

$$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot b \cdot 1,1$$

para,

$\bar{\sigma}_f$ - tensão admissível de flexão - 8,53 MPa ;

b - largura considerada - 1,0 cm ;

e - espessura da tábua - 2,5 cm ;

γ_c - peso específico do concreto armado - $2,4525 \cdot 10^{-5}$ N /mm³ ;

h_c - altura do concreto armado - 10,0 cm ;

p - carga distribuída ;

resulta:

$$\ell \leq 1,62 \text{ m.}$$

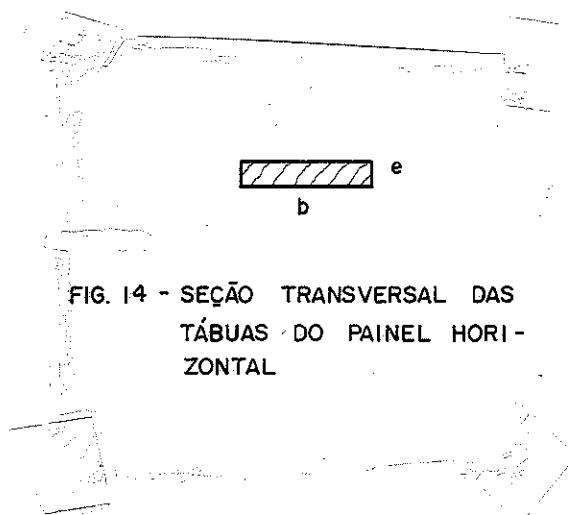


FIG. 14 - SEÇÃO TRANSVERSAL DAS TÁBUAS DO PAINEL HORIZONTAL

- Cálculo do vão (ℓ) entre as guias pela flecha das tábuas.

$$\frac{5 \cdot p \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq \frac{\ell}{500}, \quad \ell \leq \sqrt[3]{\frac{8 \cdot E \cdot b \cdot e^3}{625 \cdot p}}$$

Neste cálculo adota-se o valor de E indicado para as cargas acidentais, $E = E_a = E_m$, segundo a NB-11/51, para qualquer relação de vão em função da altura da peça. Para o Pinho do Paraná, $E = 10323$ MPa. A flecha admissível pequena $\ell/500$, é indicada para se ter a flecha final aceita para laje de concreto armado.

Com estes e os dados anteriores, resulta:

$$\ell \leq 91,5 \text{ cm}$$

- Cálculo do vão (ℓ) entre as guias pela tensão de cisalhamento das tábuas.

Determinando-se o cisalhamento máximo na tábua segundo a NB-11/51, item 24-b, tem-se:

$$\frac{Q(x) \cdot M_s}{b \cdot J} \cdot \frac{x}{3 \cdot e} \leq \bar{\tau}_f \quad \text{com} \quad M_s = \frac{b \cdot e^2}{8};$$

$$Q(x) = p\left(\frac{\ell}{2} - x\right) \quad \text{para};$$

x - posição do cisalhamento máximo em relação ao apoio $3e$;

$Q(x)$ - cortante na posição " x " do apoio;

$\bar{\tau}_f$ - tensão admissível de cisalhamento na flexão - 0,64MPa;

tem-se:

$$\ell \leq \frac{2,56 \cdot b \cdot e + 9 \cdot p \cdot e}{3 \cdot p}$$

com os dados anteriores, resulta:

$$\ell \leq 7,98 \text{ m}$$

Com estes resultados e o vão de 3,20 m é indicado o uso de cinco guias, figura 10

- Cálculo do vão (ℓ) entre pontaletes pela tensão de flexão da guia.

Analogamente, tem-se:

$$l \leq \sqrt{\frac{4 \cdot \bar{\sigma}_f \cdot e \cdot b^2}{3 \cdot p}}$$



FIG. 15 - SEÇÃO TRANSVERSAL DA GUIA

Neste caso, b - altura da guia - 30,0 cm

e - espessura da guia - 2,5 cm

Para estes e os demais dados anteriores, resulta:

$$l \leq 3,44 \text{ m}$$

- Cálculo do vão (l) entre pontaletes pela flecha da guia.

- Analogamente, tem-se:

$$l \leq \sqrt[3]{\frac{8 \cdot E \cdot e \cdot (b)^3}{625 \cdot p}}$$

Com os dados anteriores, resulta:

$$l \leq 3,46 \text{ m}$$

- Cálculo do vão (l) entre pontaletes pela tensão de cisalhamento da guia.

Analogamente, tem-se:

$$l \leq \frac{2,56 \cdot e \cdot b + 9 \cdot p \cdot b}{3 \cdot p}$$

Com os dados anteriores resulta:

$$l \leq 3,87 \text{ m}$$

Com estes resultados e o vão de 5,00 m, é indicado o uso de tres pontaletes, figura 9.

- Cálculo dos pontaletes.

Adotando-se pontaletes de Pinho do Paraná de (7,5 x 7,5)cm², dada a altura de 2,50 m, figura 9, tem-se:

$$\lambda = \frac{l_{fla} \cdot \sqrt{12}}{b}, \text{ para os valores dados,}$$

$\lambda = 115,5$ - Peça longa e o cálculo deve ser feito segundo "Euler" (NB-11/51, item 52-b).

$$\bar{P} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{4(\ell_{fla})^2}$$

Com os dados anteriores, tem-se:

$$\bar{P} = 10745,6 \text{ N}$$

A carga por pontalete é entretanto,

$$P = \gamma_c \cdot h_c \cdot 1,1 \cdot S_{inf}$$

Para os dados anteriores:

$P = 5395,5 \text{ N}$, valor aceitável, inferior ao admissível para o pontalete.

A utilização de peças roliças para pontaletes é frequentemente econômica, mas estas peças costumam apresentar defeitos e irregularidades. Neste caso recomenda-se cautela em sua utilização e efetuar dimensionamento compatível com as peças a serem utilizadas.

5.2.2 - Formas para Pilares

Os painéis verticais das formas dos pilares podem ser constituídos de tábuas convencionais ou de chapas de madeira compensada. O dimensionamento é feito inicialmente determinando o máximo espaçamento entre as gravatas, através da resistência e da flecha admissível do painel com o carregamento considerado.

A carga que os painéis verticais devem suportar será a do peso próprio do concreto armado agindo triangularmente, sendo nula ao nível do topo do pilar e máxima ao nível do fundo do pilar. Com a ação dos vibradores, o concreto fresco age como um líquido de peso específico igual a 24525 N/m^3 .

Seja por exemplo um pilar de concreto armado de 2,80 m de altura e 20 cm de largura com painéis laterais de tábuas de Pinho do Paraná de 2,5 cm de espessura, figura 8.

- Cálculo do vão (ℓ) entre as gravatas do pilar pela tensão de flexão da tábua.

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{com} \quad M = \frac{p \cdot \ell^2}{8} \quad ;$$

$$y = \frac{e}{2} \quad \text{e} \quad J = \frac{b \cdot e^3}{12} \quad , \quad \text{tem-se:}$$

$$\ell \leq \sqrt{\frac{4 \cdot \bar{\sigma}_f \cdot b \cdot e^2}{3 \cdot p}}$$

sendo,

$$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot b, \text{ figura 16}$$

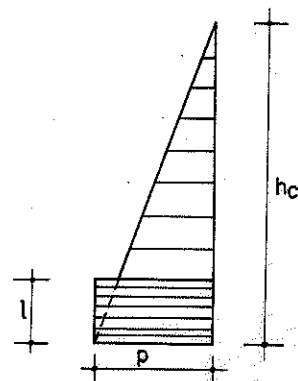


FIG. 16 - DISTRIBUIÇÃO DA PRESSÃO

Com os dados anteriores, resulta:

$$\ell \leq 32,2 \text{ cm}$$

Este vão, entre as duas gravatas inferiores do pilar foi obtido considerando-se a pressão máxima estendida a todo vão, figura 16.

A melhor aproximação corresponde, entretanto, a considerar a pressão no meio do vão estendida a todo vão, figura 17. Este cálculo torna-se possível após a estimativa do vão (ℓ) anterior, sendo:

$$p = \gamma_c \left(h_c - \frac{\ell}{2} \right) \cdot b, \text{ figura 17}$$

Hã uma pequena diferença, pois, para os dados anteriores, resulta:

$$\ell \leq 33,1 \text{ cm}$$

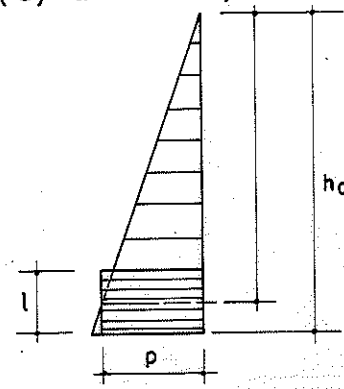


FIG. 17 - DISTRIBUIÇÃO DA PRESSÃO

A dificuldade neste caso está na necessidade de reiterar o cálculo.

- Cálculo do vão (ℓ) entre as gravatas do pilar, pela flecha da tábua.

$$\frac{5 \cdot p \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq \frac{\ell}{350} \quad , \quad \ell \leq \sqrt[3]{\frac{16 \cdot E \cdot b \cdot e^3}{875 \cdot p}}$$

Neste cálculo, a flecha $\ell/350$ é indicada para se ter a flecha final aceita nos painéis verticais.

Com os dados anteriores, e a pressão máxima estendida em todo o vão, figura 16, resulta:

$$\ell \leq 35,0 \text{ cm}$$

Cálculando-se o vão (ℓ) para a pressão no ponto central estendida a todo o vão, figura 17, resulta:

$$\ell \leq 35,8 \text{ cm}$$

Com estes resultados, pode-se adotar $\ell = 33$ cm para o vão entre as gravatas do pilar, figura 8.

- Cálculo das gravatas do pilar pela tensão de flexão.

As gravatas são dimensionadas em função do carregamento agindo na área de influência da gravata. As gravatas em posições simétricas nos dois lados da parede são fixadas através de tirantes de aço, figura 8.

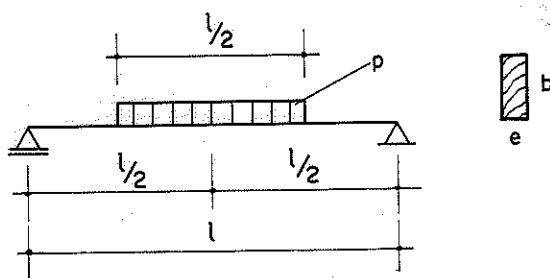


FIG. 18 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO NA GRAVATA

$$\frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{com} \quad J = \frac{e \cdot b^3}{12} ; \quad y = \frac{b}{2} \quad e$$

$$M = \frac{3 \cdot p \cdot \ell^2}{32}, \quad \text{figura 18,} \quad \text{tem-se:}$$

$$e \cdot b^2 \geq \frac{9 \cdot p \cdot \ell^2}{16 \cdot \bar{\sigma}_f}$$

sendo:

$$p = \gamma_c \cdot (h_c - l_{inf}) \cdot l_{inf}$$

para l_{inf} - comprimento de influência do carregamento - 33,0 cm.

Com este e os dados anteriores, resulta gravata de seção transversal $(6,0 \times 6,0) \text{ cm}^2$ ou $(2,5 \times 9,2) \text{ cm}^2$.

- Cálculo das gravatas do pilar pela flecha.

$$\frac{57 (\ell/2)^4 \cdot p}{384 \cdot E \cdot J} \leq \frac{\ell}{350},$$

$$e \cdot b^3 \geq \frac{9975 \cdot \ell^3 \cdot p}{256 \cdot E}$$

Com os dados anteriores, resulta gravata de seção transversal $(4,7 \times 4,7) \text{ cm}^2$ ou $(2,5 \times 5,8) \text{ cm}^2$.

- Cálculo das gravatas do pilar pela tensão de cisalhamento.

$$\frac{Q(x) \cdot M_s}{b \cdot J} \cdot \frac{x}{3 \cdot b} \leq \bar{\tau}_f \quad \text{com} \quad M_s = \frac{e \cdot b^2}{8} \quad \text{para,}$$

x - posição do cisalhamento máximo em relação ao apoio - 10,0 cm;

$Q(x)$ - cortante na posição "x" do apoio,

tem-se:

$$e \cdot b^2 \geq \frac{25 \cdot p \cdot \ell}{2 \cdot \bar{\tau}_f}$$

Com os dados anteriores, resulta gravata de seção transversal $(5,4 \times 5,4) \text{ cm}^2$ ou $(2,5 \times 7,9) \text{ cm}^2$.

Com os resultados anteriores, a seção transversal das gravatas será adotada $(6,0 \times 6,0) \text{ cm}^2$ ou $(2,5 \times 10,0) \text{ cm}^2$, figura 8.

- Cálculo dos tirantes de apoio das gravatas.

Os tirantes serão dimensionados com o esforço axial na barra de aço proveniente da reação de apoio das gravatas.

$$R = \frac{p \cdot (\ell/2)}{2}$$

Com os dados anteriores, resulta:

$$R = 1999 \text{ N}$$

$$\frac{R}{S_1} \leq \bar{\sigma} \quad \text{com} \quad S_1 = \frac{\pi(0,8 \delta)^2}{4}$$

para tirantes com roscas. Com os dados anteriores e com a tensão admissível do aço CA-25 = 137,68 MPa, resulta:

$$\delta \geq 5,37 \text{ mm}$$

$$\text{Para tirantes sem rosca, } S = \frac{\pi(\delta)^2}{4}$$

e com os dados anteriores, resulta:

$$\delta \geq 4,30 \text{ mm}$$

Com estes resultados, adota-se para tirante com rosca $\delta = 6,35 \text{ mm}$ (1/4") e para tirante sem rosca $\delta = 4,76 \text{ mm}$ (3/16"), figura 8.

5.2.3 - Formas para Vigas

Nas pequenas edificações, tendo salas e ambientes pequenos e paredes de alvenaria com cintamentos, as vigas não são frequentes. Quando ocorrem, podem ser fundidas utilizando-se painéis semelhantes aos empregados nos pilares, figura 10.

A pequena altura de concreto torna mínimos os esforços.

6 - FORMAS E CIMBRAMENTOS PARA PEQUENOS EDIFÍCIOS

Os edifícios de poucos pavimentos podem ser projetados prevendo-se o reaproveitamento das formas e dos cimbramentos. A concepção das formas e dos cimbramentos não deve ser sofisticada, pois a reutilização do material é limitada ao número diminuto de pavimentos. A otimização do cálculo e a reutilização do material deve proporcionar simplicidade construtiva e economia sem prejuízo da eficiência e da segurança.

6.1 - Concepção das Formas e Cimbramentos

Nos pequenos edifícios, as lajes, vigas e pilares são construídos em concreto armado trabalhando em conjunto, consequentemente as formas destes elementos devem apresentar um perfeito entrosamento construtivo.

Em primeiro lugar são montadas as formas dos pilares, devidamente aprumadas e escoradas para dar a locação exata dos pilares de concreto armado na obra. Em seguida, são executadas as formas das vigas apoiadas sobre as formas dos pilares e sobre os pontaletes, proporcionando o nivelamento exato da concretagem. E finalmente são executadas as formas das lajes apoiadas sobre as formas das vigas e sobre pontaletes, totalizando a montagem das formas e cimbramentos para os pequenos edifícios, figura 19.

Os painéis das lajes, vigas e pilares podem ser constituídos por tábuas convencionais ou por chapas de madeira compensada.

Muitas vezes as chapas de madeira compensada são enrigecidas através de sarrafos de madeira maciça.

Os painéis das vigas constituídos por chapas de madeira compensada exigem o sarrafeamento para facilitar a montagem, no caso das lajes e pilares o sarrafeamento não se faz necessário.

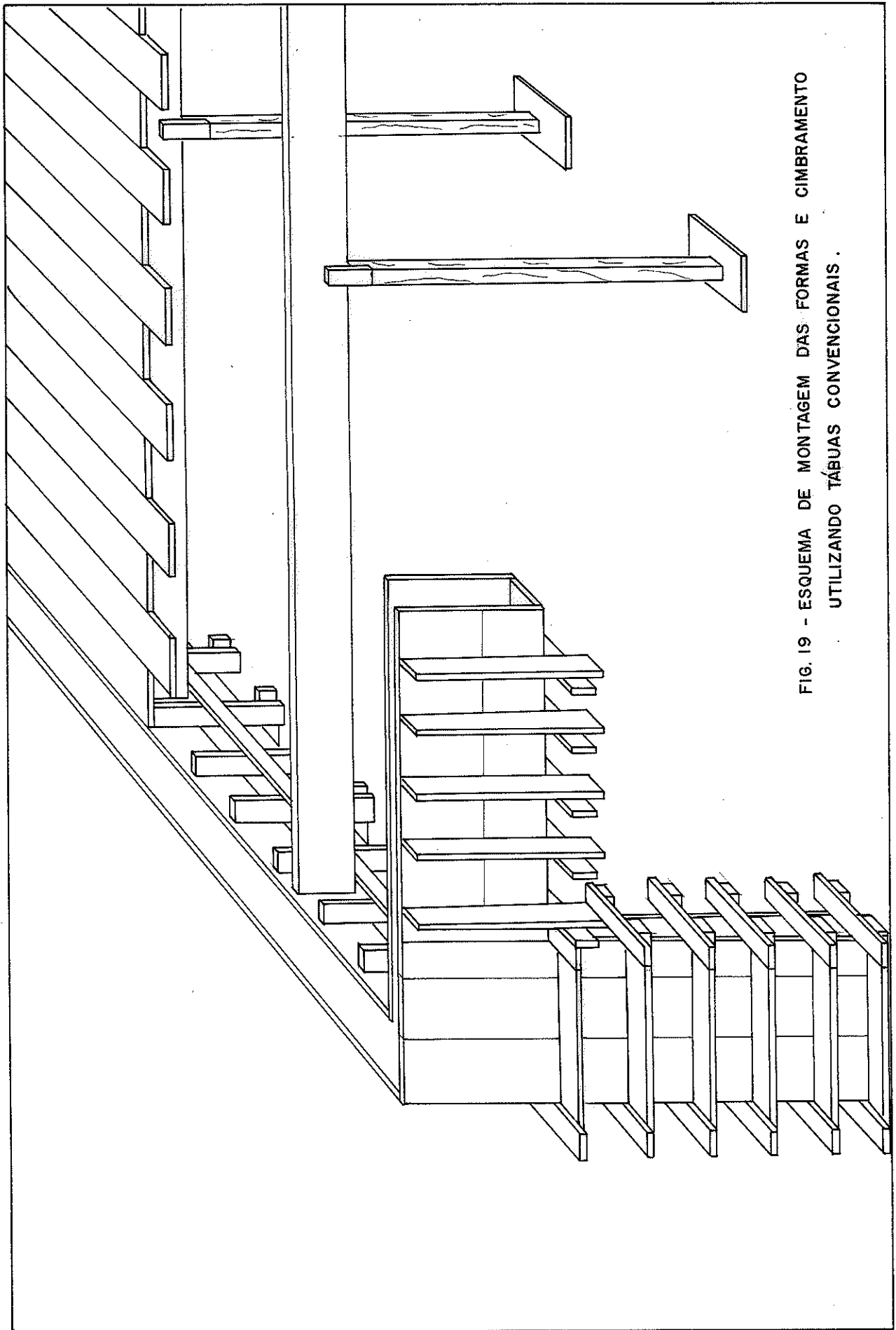


FIG. 19 - ESQUEMA DE MONTAGEM DAS FORMAS E CIMBRAMENTO UTILIZANDO TÁBUAS CONVENCIONAIS .

6.2 - Roteiro de Cálculo

6.2.1 - Formas das Lajes

As formas das lajes serão dimensionadas segundo o mesmo processo anterior, tendo em vista a mesma concepção utilizada nas pequenas edificações, figura 19. Neste caso sã serão executados os cálculos para determinação dos vãos e dimensões mais econômicos e seguros.

- Cálculo do vão (ℓ) entre as guias, pela flecha admissível do painel horizontal, $\bar{f} = \ell/500$.

Analogamente ao processo anterior, tem-se:

$$\ell \leq \sqrt[3]{\frac{8 \cdot E \cdot b \cdot e^3}{625 \cdot \bar{p}}} \quad \text{sendo,}$$

$$\bar{p} = \gamma_c \cdot h_c \cdot b \cdot 1,1$$

Neste cálculo serão considerados os valores do Pinho do Paranã e alturas de concreto armado variando de 7 cm a 12 cm, normalmente utilizadas nos pequenos edifícios. Com estes dados resulta a tabela 7.

TAB.7 Espaçamentos Máximo entre as Guias, em cm, em Função da Altura da Laje de Concreto Armado e do Tipo de Painel Horizontal Adotado.

ESPESSURA DO PAINEL HORIZONTAL (mm)	ALTURA DA LAJE DE CONCRETO ARMADO, (em cm)					
	7	8	9	10	11	12
25	103,0	98,5	94,7	91,5	88,6	86,1
20	82,4	78,8	75,8	73,2	70,9	68,9
17	70,1	67,0	64,4	62,2	60,3	58,5
14	57,7	55,2	53,1	51,2	49,6	48,2
12	49,4	47,2	45,5	43,9	42,5	41,3
10	41,2	39,4	37,9	36,6	35,4	34,4

E = 10323 MPa

Obs: Para outras espécies de madeira adotadas no painel horizontal, os valores tabelados podem ser corrigidos pela expressão:

$$l = l_{\text{tab}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E}{10323}}$$

Com estes resultados, pode-se escolher os espaçamentos mais apropriados entre as guias, para cada tipo de laje e de painel utilizado.

- Cálculo do vão (l) entre os pontaletes pela tensão de flexão da guia.

Analogamente ao processo anterior, tem-se:

$$l \leq \sqrt{\frac{4 \cdot \bar{\sigma}_f \cdot e \cdot b^2}{3 \cdot p}}$$

Neste caso, b é a altura da guia - 30,0 cm, e a espessura da guia - 2,5 cm, de Pinho do Paraná.

Com estes e os dados anteriores resulta a tabela 8.

TAB. 8 - Espaçamentos Máximos entre os Pontaletes em metros, pela Resistência à Flexão da Guia Adotada e em Função da Altura da Laje de Concreto Armado.

ESPAÇAMENTOS ENTRE AS GUIAS (cm)	ALTURA DA LAJE DE CONCRETO ARMADO (em cm)					
	7	8	9	10	11	12
35	6,22	5,82	5,49	5,21	4,96	4,75
40	5,82	5,44	5,13	4,87	4,64	4,45
45	5,49	5,13	4,84	4,59	4,38	4,19
50	5,21	4,87	4,59	4,36	4,15	3,98
55	4,96	4,64	4,38	4,15	3,96	3,79
60	4,75	4,45	4,19	3,98	3,79	3,63
70	4,40	4,11	3,88	3,68	3,51	3,36
80	4,12	3,85	3,63	3,44	3,28	3,14
90	3,88	3,63	3,42	3,25	3,10	2,96
100	3,68	3,44	3,25	3,08	2,94	2,81
110	3,51	3,28	3,10	2,94	2,80	2,68

$\bar{\sigma}_f = 8,53 \text{ MPa}$ $e = 2,5 \text{ cm}$; $b = 30,0 \text{ cm}$

Obs: Para outras espécies de madeira, bem como para outras dimensões de guias, os valores tabelados podem ser corrigidos pela expressão:

$$l = l_{\text{tab}} \cdot \frac{b \cdot \sqrt{\bar{\sigma}_f \cdot e}}{4380,92}$$

- Cálculo do vão (l) entre os pontaletes pela flecha admissível da guia, $\bar{f} = l/500$.

Analogamente ao processo anterior, tem-se:

$$l \leq \sqrt[3]{\frac{8 \cdot E \cdot e \cdot (b)^3}{625 \cdot p}}$$

Com os dados anteriores resulta a tabela 9.

TAB. 9 - Espaçamentos Máximos entre os Pontaletes, em metros, pela Flecha Admissível da Guia e em Função da Altura da Laje de Concreto Armado.

ESPAÇAMENTOS ENTRE AS GUIAS (cm)	ALTURA DAS LAJES DE CONCRETO ARMADO (em cm)					
	7	8	9	10	11	12
35	5,13	4,91	4,72	4,55	4,41	4,29
40	4,91	4,69	4,51	4,36	4,22	4,10
45	4,72	4,51	4,34	4,19	4,06	3,94
50	4,55	4,36	4,19	4,04	3,92	3,81
55	4,41	4,22	4,06	3,92	3,79	3,69
60	4,29	4,10	3,94	3,81	3,69	3,58
70	4,07	3,89	3,74	3,61	3,50	3,40
80	3,89	3,72	3,58	3,46	3,35	3,25
90	3,74	3,58	3,44	3,32	3,22	3,13
100	3,61	3,46	3,32	3,21	3,11	3,02
110	3,50	3,35	3,22	3,11	3,01	2,93
E = 10323 MPa; e = 2,5 cm; b = 30,0 cm						

Obs: Para outras espécies de madeira, bem como para outras dimensões de guias, os valores tabelados podem ser corrigidos pela expressão:

$$l = l_{\text{tab}} \cdot \frac{b \cdot \sqrt[3]{E \cdot e}}{19100,14}$$

Analisando as duas tabelas anteriores, observa-se uma variação dos máximos vãos entre os pontaletes, de forma não regular, ou seja, os resultados das duas tabelas não seguem a mesma ordem de crescimento, devido à variação simultânea entre os vãos das guias e do carregamento. A escolha dos valores mais econômicos e seguros para o vão máximo entre pontaletes deve ser feita consultando-se as duas tabelas, optando-se pelos valores menores.

- Cálculo dos Pontaletes.

Analogamente ao processo anterior, tem-se:

$$P = \gamma_c \cdot h_c \cdot l \cdot l \cdot S_{\text{inf}}$$

Neste cálculo, geralmente os pontaletes são calculados segundo Euler, por se tratar de peças esbeltas com cargas relativamente baixas. Neste caso, tem-se:

$$\frac{P}{S_1} \leq \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \cdot \lambda^2}$$

Para os pontaletes de Pinho do Paraná e para os dados anteriores, resulta a tabela 10.

TAB.10 - Cargas Admissíveis em N, nos Pontaletes, em Função da Altura e da Seção Transversal dos Pontaletes.

ALTURA DOS PONTALETES	SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PONTALETES					
	QUADRADA (em mm)				CIRCULAR δ_{calc} (em mm)	
	60 x 60	70 x 70	75 x 75	100 x 100	70	100
(m)						
2,00	6877	12741	16790	-	7505	-
2,10	6238	11556	15229	-	6807	-
2,20	5684	10530	13876	-	6202	25833
2,30	5200	9634	12696	-	5675	23635
2,40	4776	8848	11660	-	5212	21707
2,50	-	8154	10746	33961	-	20005
2,60	-	7539	9935	31399	-	18496
2,70	-	6991	9213	29116	-	17151
2,80	-	6500	8566	27074	-	15948
2,90	-	-	7986	25239	-	14867
3,00	-	-	7462	23584	-	13893

E = 10323 MPa

Obs: 1 - Os quadros não preenchidos correspondem a intervalos de dimensionamento fora do regime de Euler, ou com λ superior a 140, portanto não recomendáveis.

Obs: 2 - Para outras espécies de madeira, os valores tabelados podem ser corrigidos pela expressão:

$$\bar{p} = \bar{p}_{\text{tab.}} \cdot \frac{E}{10323}$$

6.2.2 - Formas dos Pilares

Os pilares de concreto armado nos pequenos edifícios são concretados em primeiro lugar, independente do resto da estrutura, apesar das formas das vigas já estarem na posição de concretagem, adquirindo a prumada de toda a estrutura, figura 20.

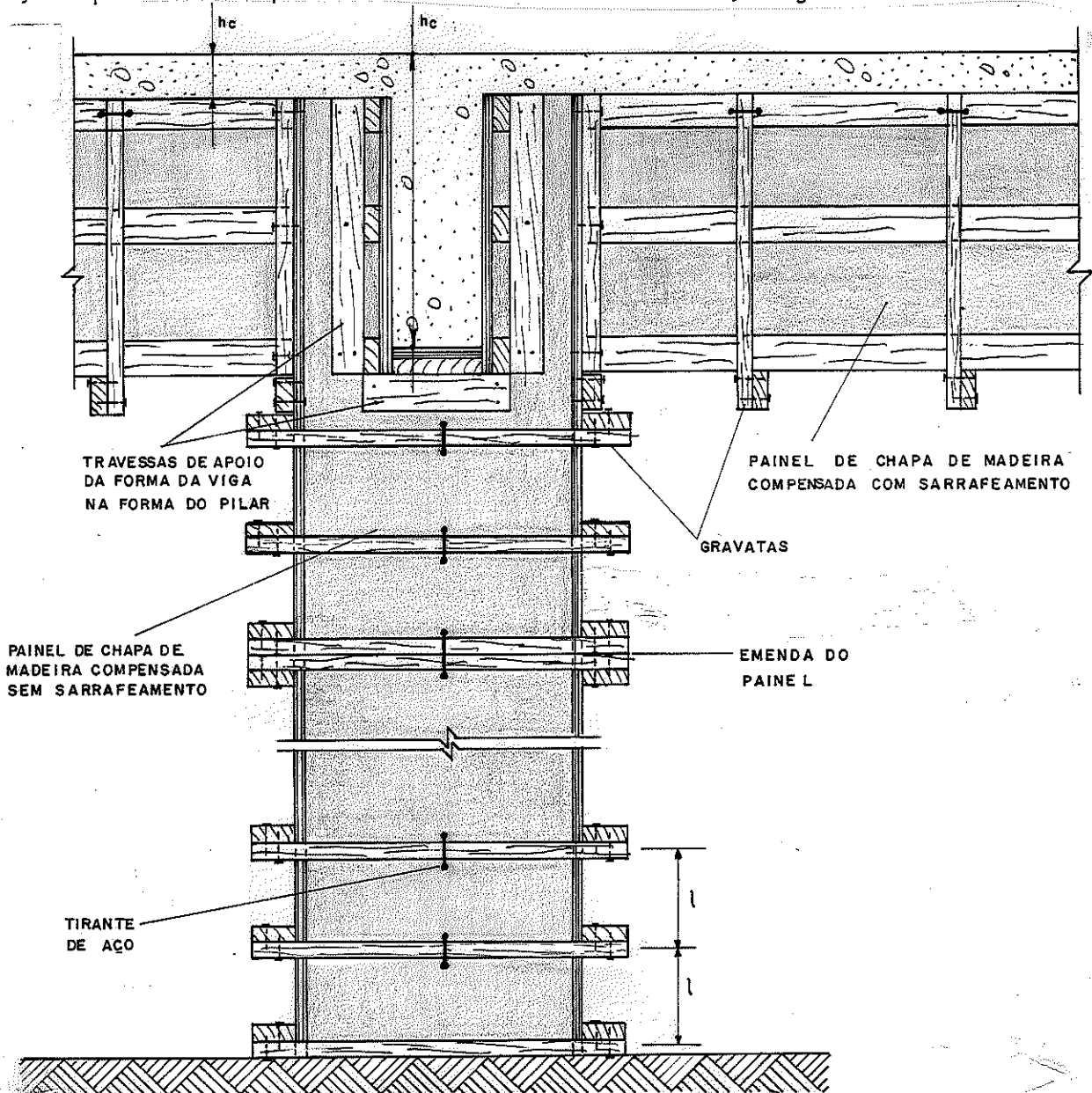


FIG.20 - ESQUEMA DE FORMA DE PILAR E DE VIGA UTILIZANDO CHAPAS DE MADEIRA COMPENSADA

Os painéis podem ser constituídos por tábuas convencionais ou por chapas de madeira compensada, com ou sem enrijecimento. No caso da chapa, devem ser previstas as emendas necessárias, figura 20.

Estes painéis são interligados através de gravatas, espaçadas em função da necessidade de apoio dos painéis verticais. Deve-se evitar a colocação de pregos entre os painéis, para evitar danos na madeira no instante da desforma.

As formas dos pilares serão dimensionadas segundo o mesmo processo anterior, utilizado nos pilares para pequenas edificações, tendo em vista a semelhança da concepção. Neste caso, serão executados apenas os cálculos necessários para obtenção dos vãos e das dimensões mais econômicas e seguros.

- Cálculo do vão (ℓ) entre as gravatas do pilar, pela tensão de flexão do painel.

Analogamente ao processo anterior, tem-se:

$$\ell \leq \sqrt{\frac{4 \cdot \bar{\sigma}_f \cdot b \cdot e^2}{3 \cdot p}} \quad \text{sendo;}$$

$$p = \gamma_c \left(h_c - \frac{\ell}{2} \right) \cdot b,$$

para painéis constituídos de chapas de madeira compensada ou tábuas de Pinho do Paraná, resulta a tabela 11.

TAB.11 - Espaçamentos Máximos entre as Gravatas do Pilar, em cm, pela Resistência à Flexão dos Painéis Verticais e, em Função da Altura do Concreto Armado.

ALTURA DO CONCRETO ARMADO (m)	ESPESSURA DOS PAINÉIS VERTICAIS (mm)						
	10	11	12	14	17	20	25
2,50	13,8	15,2	16,6	19,4	23,7	28,0	35,3
2,60	13,5	14,9	16,3	19,0	23,2	27,4	34,5
2,70	13,3	14,6	16,0	18,6	22,8	26,9	33,8
2,80	13,1	14,3	15,7	18,3	22,3	26,4	33,1
2,90	12,8	14,1	15,4	18,0	21,9	25,9	32,5
3,00	12,6	13,9	15,1	17,7	21,5	25,4	31,9
3,10	12,4	13,7	14,9	17,4	21,2	25,0	31,4
3,20	12,2	13,4	14,6	17,1	20,8	24,6	30,8
3,50	11,6	12,8	14,0	16,4	20,1	23,4	29,4
4,00	10,8	11,9	13,0	15,2	18,5	21,8	27,9

$\bar{\sigma}_f = 8,53 \text{ MPa}$

Obs: Para outras espécies de madeiras utilizadas nos painéis, os valores tabelados podem ser corrigidos pela expressão:

$$l = l_{\text{tab}} \cdot \frac{\bar{\sigma}_f}{8,53}$$

- Cálculo do vão (l) entre as gravatas do pilar, pela flecha admissível do painel lateral, $\bar{f} = l/350$.

Analogamente ao processo anterior, tem-se:

$$l \leq \sqrt[3]{\frac{16 \cdot E \cdot b \cdot e^3}{875 \cdot p}}$$

Com os dados anteriores, resulta a tabela 12.

TAB.12 - Espaçamentos Máximos entre as Gravatas do pilar, em cm, pela Flecha Admissível $f = l/350$ dos Painéis Verticais e em Função da Altura do Concreto Armado.

ALTURA DO CONCRETO ARMADO (m)	ESPESSURA DOS PAINÉIS VERTICAIS (mm)						
	10	11	12	14	17	20	25
2,50	14,7	16,2	17,7	20,7	25,2	29,7	37,3
2,60	14,6	16,0	17,4	20,4	24,8	29,3	36,8
2,70	14,4	15,8	17,2	20,2	24,5	28,9	36,3
2,80	14,2	15,6	17,0	19,9	24,2	28,5	35,8
2,90	14,0	15,4	16,8	19,7	23,9	28,2	35,3
3,00	13,8	15,2	16,6	19,5	23,6	27,8	34,9
3,10	13,6	15,1	16,4	19,2	23,3	27,5	34,5
3,20	13,5	14,9	16,2	19,0	23,1	27,2	34,1
3,50	13,1	14,5	15,7	18,5	22,1	26,3	33,0
4,00	12,5	13,8	15,1	17,5	21,2	25,1	31,5
E = 10323 MPa							

Obs: Para outras espécies de madeira utilizadas nos painéis, os valores tabelados podem ser corrigidos pela expressão:

$$l = l_{\text{tab}} \cdot \frac{E}{10323}$$

Com as duas tabelas anteriores, pode-se obter os vãos entre as gravatas do pilar mais econômicos para cada tipo de painel utilizado.

- Cálculo das gravatas do pilar pela tensão de flexão.

As gravatas dos pilares são constituídas de caibros ou travessas, pré-fixados nos painéis verticais, através de pregos e com o auxílio de mesas gabaritadas.

O dimensionamento é feito determinando-se a seção transversal necessária para suportar com economia e segurança o carregamento entre os apoios.

O carregamento a ser suportado pela gravata será obtido na altura da gravata mais solicitada, sendo estendida a toda área de influência da gravata.

No caso de pilares muito largos, as gravatas tornam-se muito longas, exigindo seções transversais anti-econômicas. Para evitar este problema, costuma-se colocar tirantes de aço proporcionando apoios intermediários nestas gravatas. Como se trata de peças secundárias, serão calculadas como tendo cada tramo simplesmente apoiado.

$$\frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f$$

com

$$J = \frac{e \cdot b^3}{12} ;$$

$$M = \frac{p \cdot \ell^2}{8} ;$$

$$y = \frac{b}{2} ,$$

tem-se:

$$e \cdot b^2 \geq \frac{4 \cdot p \cdot \ell^2}{3 \cdot \bar{\sigma}_f}$$

sendo;

$$p = \gamma_c \cdot (h_c - \ell_{inf}) \cdot \ell_{inf}$$

Para Gravatas de Pinho do Paraná resulta a tabela 13.

TAB. 13- Valores Máximos de Carregamento, p em N/mm, nas Gravatás, em Função da Distância entre Apoios e da sua Seção Transversal.

DISTÂNCIA ENTRE OS APOIOS DAS GRAVATAS "l" (cm)	SEÇÕES TRANSVERSAIS DAS GRAVATAS (em cm)						
	2 x 5	2 x 10	2,5 x 10	2,5 x 15	6 x 6	6 x 12	6 x 16
20	14217	-	-	-	-	-	-
25	9099	36395	-	-	39306	-	-
30	6319	25275	31593	-	27296	-	-
35	4642	18569	23211	-	20054	-	-
40	-	14217	17771	39984	15351	-	-
45	-	11233	126370	31593	12131	-	-
50	-	9098	11373	25590	9826	39306	-
60	-	6319	7898	17771	6824	27296	-
70	-	-	5803	13056	-	20054	35652
80	-	-	-	9996	-	15354	27296
90	-	-	-	7898	-	12132	21567
100	-	-	-	6397	-	9826	17469
110	-	-	-	-	-	8121	14437
120	-	-	-	-	-	6824	12131
$\bar{\sigma}_f = 8,53 \text{ MPa}$							

Obs: Para outras espécies de madeira utilizadas nas gravatas, os valores tabelados devem ser corrigidos pela expressão:

$$p = p_{\text{tab}} \cdot \frac{\bar{\sigma}_f}{8,53}$$

Com a tabela anterior, pode-se escolher as gravatas mais econômicas para cada tipo de pilar.

- Cálculo dos pregos das gravatas do pilar.

Os pregos serão dimensionados através da força resultante aplicada na ligação entre as peças das gravatas.

Considerando P_a a reação de apoio de uma peça de um dos painéis do pilar e P_b a reação de apoio de uma peça do painel adjacente, a resultante das forças aplicadas nos pregos será:

$$R = \sqrt{(P_a)^2 + (P_b)^2} \quad \text{sendo } P_a = \frac{p \cdot l_a}{2}; \quad P_b = \frac{p \cdot l_b}{2}$$

Portanto, o número de pregos utilizados em cada ligação será:

$$\text{Número de pregos} = \frac{R}{F}$$

Os valores admissíveis dos pregos, segundo a NB-11/51, podem ser obtidos na tabela 3.

- Cálculo dos tirantes de aço agindo como apoio intermediário.

Os tirantes de aço que diminuem o comprimento das gravatas devem ser dimensionados segundo a resistência do aço utilizado, considerando a redução de 20% na seção transversal caso seja executada rosca para facilitar a ligação entre o tirante e a gravata, figura 5.

A força no tirante é determinada através da área de influência de carregamento.

$$R = p \cdot \ell_{inf}$$

$$\frac{R}{S_1} \leq \bar{\sigma} \quad \text{com } S_1 = \frac{\pi \cdot \delta^2}{4} \quad \text{sem rosca ou}$$

$$S_1 = \frac{\pi(0,8 \delta)^2}{4} \quad \text{com rosca, para}$$

$\bar{\sigma}$ - Tensão admissível no aço CA-25 - 137,68 MPa.

Com os diâmetros comerciais mais utilizados nos tirantes de aço, resulta a tabela 14.

TAB.14 - Forças Admissíveis (em N) nos tirantes de aço

TIRANTES DE AÇO CA-25			
ϕ		SEM ROSCA	COM ROSCA
cm	pol.		
0,48	3/16"	2453	1570
0,64	1/4"	4360	2790
0,79	5/16"	6813	4360
0,95	3/8"	9810	6279

6.2.3 - Formas das Vigas

As formas das vigas são constituídas por dois painéis verticais, as faces da viga, e um painel horizontal o fundo da viga. Estes painéis são interligados por gravatas. As gravatas, além de unirem e enrijecerem as formas das vigas, servem para fixar as travessas de apoio das guias, figura 21.

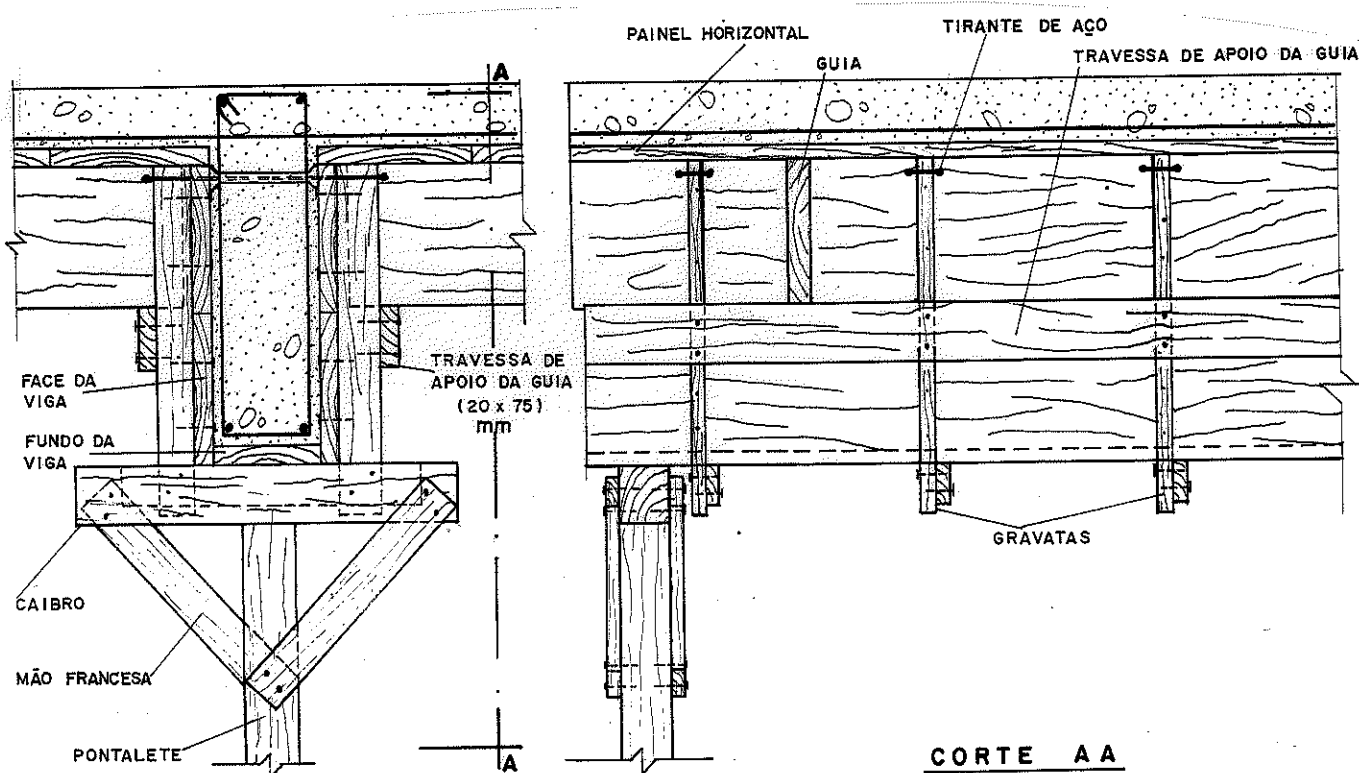


FIG. 21 - ESQUEMA DA FORMA PARA VIGA E PARA LAJE UTILIZANDO TÁBUAS CONVENCIONAIS

Os esquemas das formas das vigas utilizando-se tábuas convencionais ou chapas de madeira compensada são semelhantes, figuras 21, 20.

As formas das vigas devem adquirir rigidez suficiente para se sustentarem sobre os pontaletes, espaçados em função do carregamento.

A chapa de madeira compensada, quando é utilizada sem o sarrafeamento, tem comportamento semelhante ao de uma tábua. Quando

a chapa de madeira compensada é sarrafeada, será considerada apenas como um painel para dar a forma e acabamento ao concreto, transferindo a função de resistência para os sarrafos. Com isto, as emendas do compensado podem estar em qualquer posição. A distância entre os sarrafos não deve ser superior a 20 cm. Desta forma a chapa de compensado entre os sarrafos trabalhará à flexão. Os sarrafos não podem ter emendas ao longo do painel, salvo quando coincidentes com a posição de uma gravata e de um pontaete.

O dimensionamento dos painéis é feito determinando-se o comprimento máximo das tábuas ou dos sarrafos entre as gravatas da viga, através da resistência e da flecha admissível das tábuas ou dos sarrafos, com o carregamento considerado.

A carga dos painéis verticais resulta da ação do peso próprio do concreto armado, agindo triangularmente, sendo máxima ao nível do fundo da viga. Da mesma forma como foi indicado no cálculo dos pilares, o concreto fresco age como um líquido de peso específico igual a 24525 N/m^3 .

- Cálculo do vão (ℓ) entre as gravatas da viga pela tensão de flexão do painel do fundo da viga.

Para o painel do fundo da viga constituído por tábuas,

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{com} \quad M = \frac{p \cdot \ell^2}{8};$$

$$y = \frac{e}{2} \quad \text{e} \quad J = \frac{b \cdot e^3}{12}, \quad \text{tem-se:}$$

$$\ell \leq \sqrt{\frac{4 \cdot \bar{\sigma}_f \cdot b \cdot e^2}{3 \cdot p}} \quad \text{sendo,}$$

$$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot b$$

Para o painel do fundo da viga constituído por chapas de madeira compensada sarrafeadas a cada ℓ_1 , a resistência é obtida pelos sarrafos, figura 22.

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot y \leq \sigma_f \quad \text{com} \quad M = \frac{p \cdot \ell^2}{8}$$

$$\frac{j}{y} = \frac{b \cdot e^2}{6} \left(\frac{B}{\ell_1} + 1 \right), \text{ tem-se:}$$

$$\ell \leq \sqrt{\frac{4 \cdot \bar{\sigma}_f \cdot b \cdot e^2 (B/\ell_1 + 1)}{3 \cdot p}} \quad \text{com } B \geq \ell_1 ;$$

$$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot B$$

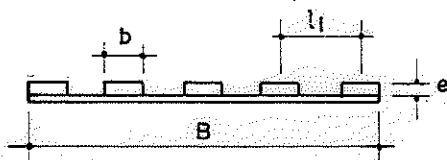


FIG. 22 - RELACIONAMENTO ENTRE B, b, e, \ell_1.

Para tábua convencionais e sarrafos de Pinho do Paraná com distância entre os sarrafos $\ell_1 = 200$ mm, resulta a tabela 15.

TAB. 15 - Espaçaamentos Máximos entre as Gravatas do Fundo da Viga, em cm, através da Resistência do Painel e, em Função da Altura da Viga.

ALTURA DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO (cm)	PAINEL DO FUNDO DA VIGA CONSTITUIDO POR:										
	Tábua Convencionas (em mm)					Chapas de Compensado Sarrafêada com $\ell_1 = 200$ mm e Seção Transversal					
	10	12	14	20	25	(2,0 x 10,0) cm ² para B			(2,5 x 10,0) cm ² para B		
						300	400	500	300	400	500
30	39,3	47,2	55,0	78,6	98,3	71,8	68,1	65,8	89,7	85,1	82,2
40	34,0	40,9	47,7	68,1	85,1	62,2	59,0	57,0	77,7	73,7	71,2
50	30,5	36,5	42,6	60,9	76,1	55,6	52,7	51,0	69,5	65,9	63,7
60	27,8	33,4	38,9	55,6	69,5	50,8	48,2	46,5	63,4	60,2	58,2
70	25,7	30,9	36,0	51,5	64,3	47,0	44,6	43,0	58,7	55,7	53,8
80	24,1	28,9	33,7	48,2	60,2	44,0	41,7	40,3	55,0	52,1	50,4
90	22,7	27,2	31,8	45,4	56,7	41,4	39,3	38,0	51,8	49,1	47,5
100	21,5	25,8	30,1	43,1	53,8	39,3	37,3	36,0	49,1	46,6	45,0
110	20,5	24,6	28,7	41,1	51,3	37,5	35,6	34,4	46,9	44,5	42,9

$$\bar{\sigma}_f = 8,53 \text{ MPa}$$

Obs: Para outras espécies de madeira utilizadas no painel, os valores tabelados devem ser corrigidos pela expressão:

$$l = l_{\text{tab}} \cdot \frac{\bar{\sigma}_f}{8,53}$$

- Cálculo do vão (l) entre as gravatas da viga, pela flecha admissível, $\bar{f} = l/500$, do painel do fundo.

Para o painel do fundo da viga constituído por tábuas,

$$\frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq \frac{l}{500},$$

tem-se:

$$l \leq \sqrt[3]{\frac{8 \cdot E \cdot b \cdot e^3}{625 \cdot p}}$$

sendo,

$$p = \gamma_C \cdot h_C \cdot b$$

Para o painel do fundo da viga constituído por chapas de madeira compensada sarrafeadas a cada l_1 , o momento de inércia para o cálculo é o dos sarrafos, figura 22.

$$\frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq \frac{l}{500}$$

com

$$J = \frac{b \cdot e^3}{12} \left(1 + \frac{B}{l_1}\right),$$

tem-se:

$$l \leq \sqrt[3]{\frac{8 \cdot E \cdot b \cdot e^3 \left(1 + \frac{B}{l_1}\right)}{625 \cdot p}}$$

com

$$B \geq l_1;$$

$$p = \gamma_C \cdot h_C \cdot B$$

Para tábua convencionais de Pinho do Paraná e para sarrafos também de Pinho do Paraná com distâncias entre os sarrafos $\ell_1 = 200$ mm, resulta a tabela 16.

TAB. 16 - Espaçamentos Máximos entre as Gravatas do Fundo da Viga, em cm, Através da Flecha Admissível, $\bar{f} = \ell/500$, e em Função da Altura da Viga.

ALTURA DAS VIGAS DE CONCRETO AR- MADO (cm)	PAINEL DO FUNDO DA VIGA CONSTITUIDO POR:										
	Tábuas Convencionais (em mm)					Chapas de Compensado Sarrafeada com $\ell_1 = 200$ mm e Seção Transversal.					
	10	12	14	20	25	(2,0 x 10,0) cm ² Para B			(2,5 x 10,0) cm ² Para B		
						300	400	500	300	400	500
30	26,2	31,4	36,7	52,4	65,5	49,3	47,6	46,5	61,6	59,5	58,1
40	23,7	28,6	33,3	47,6	59,5	44,8	43,2	42,3	55,9	54,0	52,8
50	22,1	26,5	30,9	44,2	55,2	41,6	40,1	39,2	52,0	50,2	49,0
60	20,8	24,9	29,1	41,6	52,0	39,1	37,8	36,9	48,9	47,2	46,1
70	19,7	23,7	27,6	39,5	49,4	37,2	35,9	35,1	46,5	44,8	43,8
80	18,9	22,7	26,4	37,7	47,2	35,5	34,3	33,5	44,4	42,9	41,9
90	18,2	21,8	25,4	36,3	45,4	34,2	33,0	32,2	42,7	41,2	40,3
100	17,5	21,0	24,5	35,0	43,8	33,0	31,8	31,1	41,2	39,8	38,9
110	17,0	21,0	23,8	34,0	42,5	32,0	30,8	30,2	40,0	38,0	37,7

$E = 10323$ MPa

Obs: Para outras espécies de madeira utilizadas no painel, os valores tabelados devem ser corrigidos pela expressão:

$$\ell = \ell_{\text{tab}} \cdot \frac{E}{10323}$$

Examinando as tabelas anteriores pode-se observar que a resistência da madeira não é predominante no cálculo do vão entre as gravatas das vigas, portanto para maior economia e segurança os valores dos vãos devem ser obtidos através da tabela dos espaçamentos máximos calculados pela flecha admissível.

- Cálculo do vão (ℓ) entre as gravatas do painel vertical das vigas.

A máxima pressão nos painéis verticais ocorre ao nível do fundo da viga, portanto, o cálculo não precisa ser repetido bas

tando utilizar os mesmos espaçamentos calculados para o fundo da viga.

Neste caso as ligações entre as peças das gravatas são facilitadas, pois os elementos das gravatas encontram-se nas mesmas posições, figura 21.

- Cálculo das gravatas do fundo da viga pela tensão de flexão.

Analogamente ao cálculo das gravatas dos pilares, figura 23, tem-se:

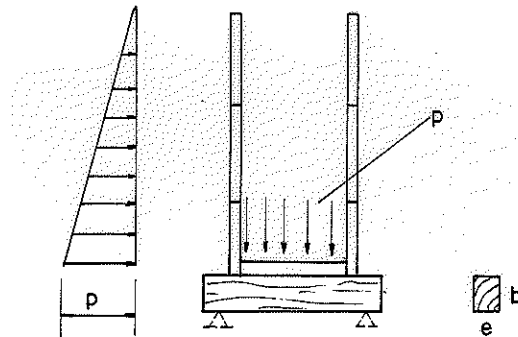


FIG. 23 - DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES

$$e \cdot b^2 \geq \frac{4 \cdot p \cdot l^2}{3 \cdot \bar{\sigma}_f}$$

sendo

$$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot l_{inf}$$

Para gravatas de Pinho do Paraná, resulta a tabela 17.

TAB. 17 - Valores Máximos de Carregamentos, "p" em N/mm, nas Gravatas Horizontais das Vigas em Funcao da Distância entre apoios e, da Secao Transversal, através da Resistência  Flexão.

DISTÂNCIA ENTRE OS APOIS DAS TRAVESSAS HORIZONTAIS (cm)	SEÇÕES TRANSVERSAIS DAS GRAVATAS HORIZONTAIS DAS VIGAS (em cm)				
	(2 x 5)	(2 x 7,5)	(2 x 10,0)	(2,5 x 10,0)	(2,5 x 15,0)
15	25274	-	-	-	-
20	14217	31987	-	-	-
25	9099	20472	36395	-	-
30	6319	14217	25274	31593	-
35	4642	10445	18569	23210	-
40	3554	7997	14217	17770	39984
45	2808	6319	11233	14041	31593
50	2275	5118	9099	11373	25590
$\bar{\sigma}_f = 8,53 \text{ MPa}$					

Obs: Para outras espécies de madeira utilizadas nas gravatas horizontais das vigas, os valores tabelados devem ser corrigidos pela expressão:

$$p = p_{\text{tab}} \cdot \frac{\bar{\sigma}_f}{8,53}$$

- Cálculo das gravatas verticais das vigas pela tensão de flexão.

As gravatas verticais devem ter as mesmas dimensões das gravatas horizontais para facilitar as ligaes pregadas.

Para maior economia, deve-se adotar vãos pequenos para os apoios das gravatas, através de dois, tres ou mais apoios, figura 24.

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f,$$

tem-se:

$$e \cdot \frac{b^2}{6} \geq \frac{M \cdot 6}{\bar{\sigma}_f} \quad \text{para } p = \gamma_c \cdot h_c \cdot l_{\text{inf}}$$

Para os diferentes tipos de apoios nas gravatas verticais tem-se os momentos máximos:

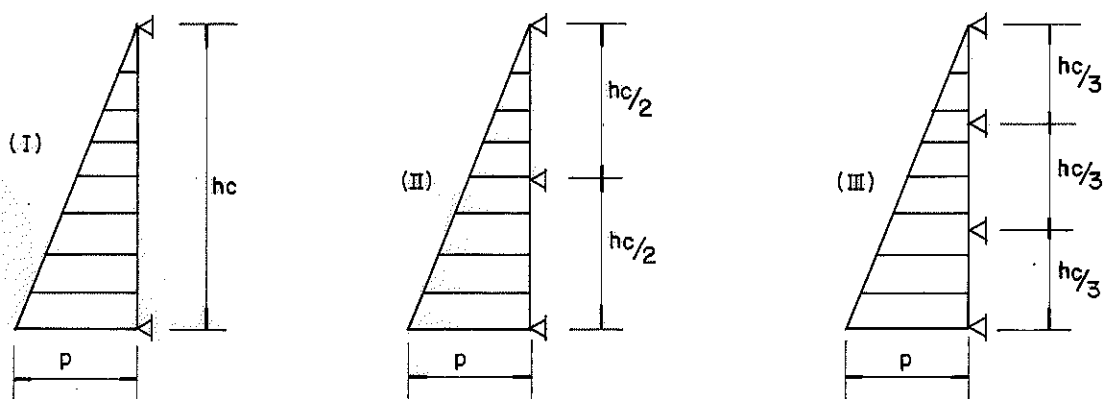


FIG. 24 - DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES NOS PAINÉIS VERTICAIS

$$M(I) = \frac{p \cdot h_c^2}{15,63} ; M(II) = \frac{p \cdot h_c^2}{42,67} ; M(III) = \frac{p \cdot h_c^2}{86,40}$$

Para gravatas de Pinho do Paraná, resulta a tabela 18.

TAB. 18 - Valores Máximos de Carregamento, "p" em N/mm nas Gravatas Verticais das Vigas em Função da Distância entre os Apoios e da Seção Transversal Adotada, Através da Resistência à Flexão.

DISTÂNCIA ENTRE OS APOIOS DAS TRAVESSAS VERTICAIS (cm)	SEÇÕES TRANSVERSAIS PARA GRAVATAS VERTICAIS DAS VIGAS (em cm)								
	(2 x 5)			(2 x 7,5)			(2 x 10,0)		
	(I)	(II)	(III)	(I)	(II)	(III)	(I)	(II)	(III)
30	12345	33700	-	27776	-	-	-	-	-
40	6944	18957	-	15624	-	-	27776	-	-
50	4444	12132	24566	9999	27298	-	17776	-	-
60	3086	8425	17060	6944	18957	-	12344	-	-
70	2267	6190	12533	5102	13928	28201	9069	24760	-
80	-	4739	9596	3906	10663	21591	6944	18957	-
90	-	3744	7582	3086	8425	17060	5486	14978	-
100	-	3033	6142	2500	6825	13818	4444	12132	-
110	-	2507	5076	-	5640	11420	3673	10027	-
$\bar{\sigma}_f = 8,53 \text{ MPa}$									

Obs: Para outras espécies de madeira utilizadas nas gravatas verticais, os valores tabelados devem ser corrigidos pela expressão a seguir:

$$p = p_{\text{tab}} \cdot \frac{\bar{\sigma}_f}{8,53}$$

- Cálculo dos pontaletes das vigas

O número de pontaletes de sustentação das vigas pode ser determinado sob dois aspectos. O primeiro é o da determinação das distâncias máximas entre os pontaletes considerando-se a resistência e a flecha admissível do conjunto: painéis e gravatas interagindo, proporcionando a existência de uma viga em "U" de grande capacidade de carga, mesmo levando em consideração as perdas de resistência nas tábuas sobrepostas e nas ligações. Neste caso, a rigidez sendo muito grande, nas vigas de edifícios, com altura variando de 30 a 100 cm os espaçamentos entre os pontaletes seriam muito grandes tornando inviável a utilização de seções transversais econômicas para os pontaletes.

O segundo aspecto seria a determinação dos espaçamentos máximos entre os pontaletes considerando-se a resistência dos pontaletes comerciais.

Os painéis verticais não devem ter emendas. Quando os painéis forem constituídos de chapas de madeira compensada será difícil montá-los sem emendas. Neste caso, a resistência da forma da viga só pode ser considerada entre emendas. Recomenda-se a colocação de pontaletes sob cada emenda.

Retirando da tabela 10, a capacidade de carga admissível, \bar{R} , de cada pontalete em função da altura, tem-se:

$$l_{\text{inf}} \leq \frac{\bar{R}}{p}$$

sendo

$$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot b$$

para,

b - largura da viga de concreto armado;

l_{inf} - distância entre os pontaletes.

Obs: quando as guias se apoiam diretamente sobre as travessas de apoio, uma parcela de carga das lajes recai sobre as formas das vigas. Neste caso, o valor de "p" - carregamento das vigas, tem um acréscimo devido ao afastamento do primeiro pontalete à face das vigas.

$$p = \underbrace{\gamma_c \cdot h_c \cdot b}_{\text{viga}} + \underbrace{\gamma_c \cdot h_c \cdot \left(\frac{l_{inf}}{2}\right)}_{\text{laje}} \cdot 1,1 \quad \text{para}$$

l_{inf} - distância entre o primeiro pontalete e a face da viga.

- Cálculo dos pregos das gravatas das vigas.

É análogo ao cálculo dos pregos das gravatas dos pilares.

- Cálculo dos reforços das gravatas das vigas.

É análogo ao cálculo dos reforços das gravatas dos pilares.

7 - FORMAS MODULADAS DE MADEIRA PARA EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS

Dada a natureza dos edifícios de muitos pavimentos, é conveniente o cálculo rigoroso das formas e cimbramentos.

Em casos extremos de falta de experiência e bom senso, repete-se a construção das formas e cimbramentos integralmente em cada novo pavimento. O desperdício de tempo, material e mão de obra encarecem desnecessariamente a construção e indicam claramente o despreparo do construtor e do projetista.

A possibilidade de emprego das mesmas formas e cimbramento em todos os pavimentos de um edifício enseja a elaboração detalhada de um projeto utilizando elementos modulados.

Estes módulos seriam reutilizáveis em todos os pavimentos do edifício quando este for projetado de maneira compatível com a modulação. Normalmente a elaboração do projeto e execução dos módulos permite a sua montagem e desmontagem de maneira simples, rápida e segura.

A modulação encarece inicialmente a execução das formas e cimbramentos; entretanto, sua reutilização em todos os pavimentos reduz substancialmente o custo final.

Usualmente os elementos das formas e cimbramentos para concretagem de lajes e vigas, são reutilizáveis, sem alterações, do primeiro ao último pavimento do edifício. Os elementos para a concretagem dos pilares devem admitir reajustes para tornar possível a utilização dos mesmos elementos para várias dimensões encontradas no mesmo pilar.

7.1 - Formas Moduladas para Lajes

As lajes de concreto armado dos edifícios altos, de andares múltiplos, são em geral concebidas de modo a facilitar o aproveitamento dos espaços, tornando-os modulados.

As lajes são concretadas utilizando-se aditivos químicos para reduzir o tempo de cura, aumentando a velocidade de concretagem do edifício, conseqüentemente trazendo economia ao construtor.

Surge, portanto, a necessidade de se elaborar um sistema de formas de montagem e desmontagem simples e rápida com reaproveitamento máximo.

Estes elementos devem ser modulados e sua colocação não deve depender de pregos, ou seja, sua montagem deve ser feita por encaixes e ajustes rápidos.

O painel horizontal das lajes é formado através de módulos de dimensões padronizadas justapostos, apoiados diretamente sobre pontaletes e travessas de apoio das vigas.

Cada módulo é constituído por uma chapa de madeira compensada com nervuras feitas de sarrafos. Estas nervuras são responsáveis pela rigidez do painel. As nervuras internas, equidistantes, limitam as flechas parciais da madeira compensada, as nervuras no contorno limitam a flecha do conjunto, desta forma, monta-se um módulo em forma de caixão auto-portante, figura 25.

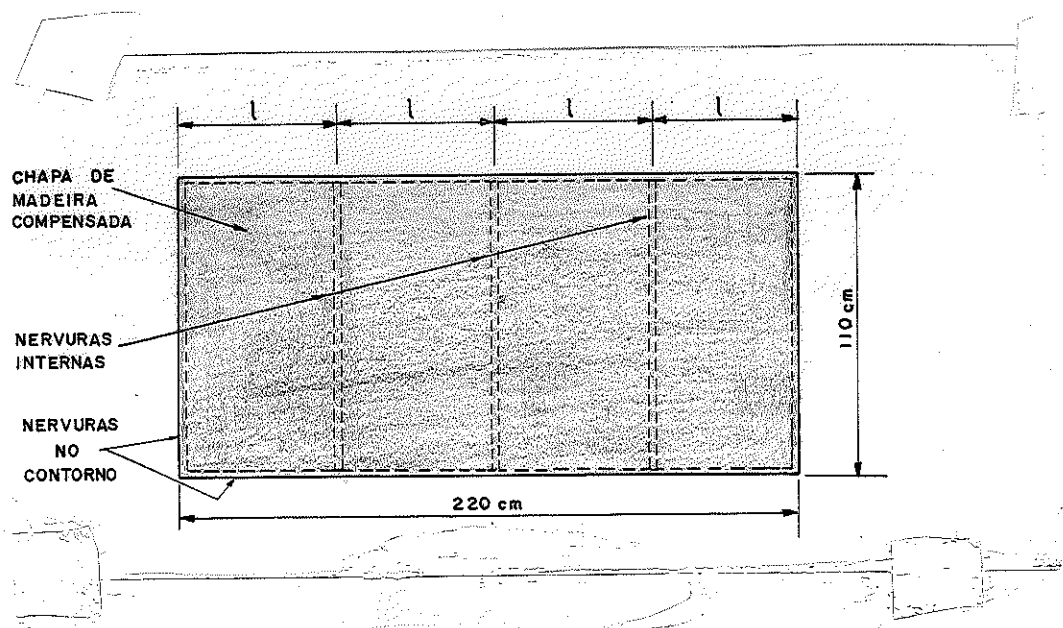


FIG. 25 - MÓDULO EM CAIXÃO AUTO - PORTANTE PARA FORMA DAS LAJES

Os pontaletes são colocados exatamente nos cantos do caixão, pois, serão dimensionados para este fim.

A ligação é feita por encaixe dispensando pregos, facilitando a montagem e desmontagem do painel, figura 26.

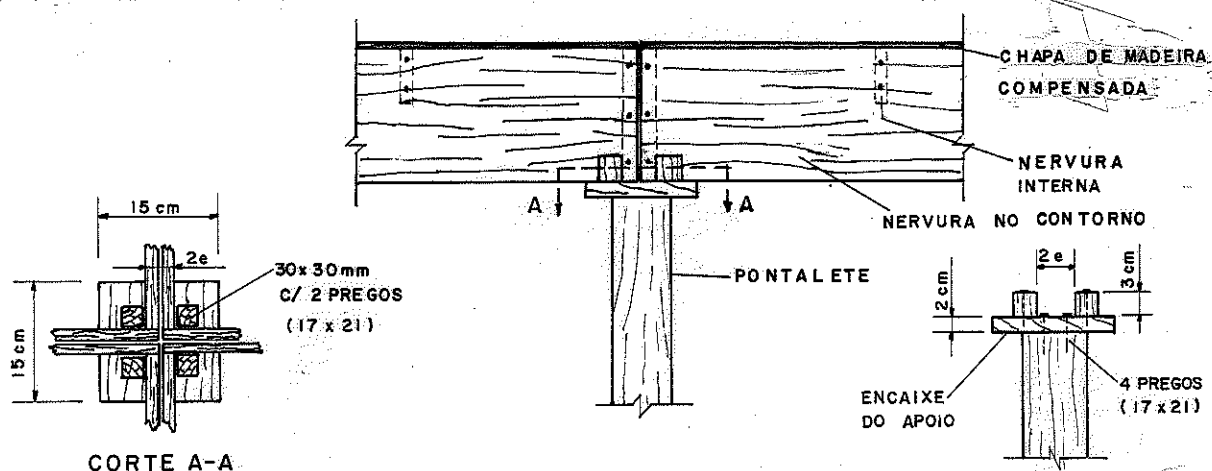


FIG. 26 - APOIO DOS MÓDULOS EM CAIXÃO POR ENCAIXE

O nivelamento das formas é conseguido através das cunhas e calços situados na base dos pontaletes, compensando irregularidades do terreno ou do piso do pavimento inferior.

Na figura 27, é apresentado um esquema de montagem da forma modulada para lajes, com as vigas.

Como foi visto nos esquemas anteriores de formas convencionais, as formas dos pilares são colocadas em primeiro lugar obtendo a locação e prumada na obra; em seguida são colocadas as formas moduladas das vigas e, na sequência, as formas moduladas das lajes.

A montagem requer pessoal especializado para não danificar as formas, possibilitando seu perfeito encaixe. As folgas não podem ser superiores a 1 mm para não haver perdas da nata do concreto, alterando o fator água-cimento, prejudicial à resistência do concreto.

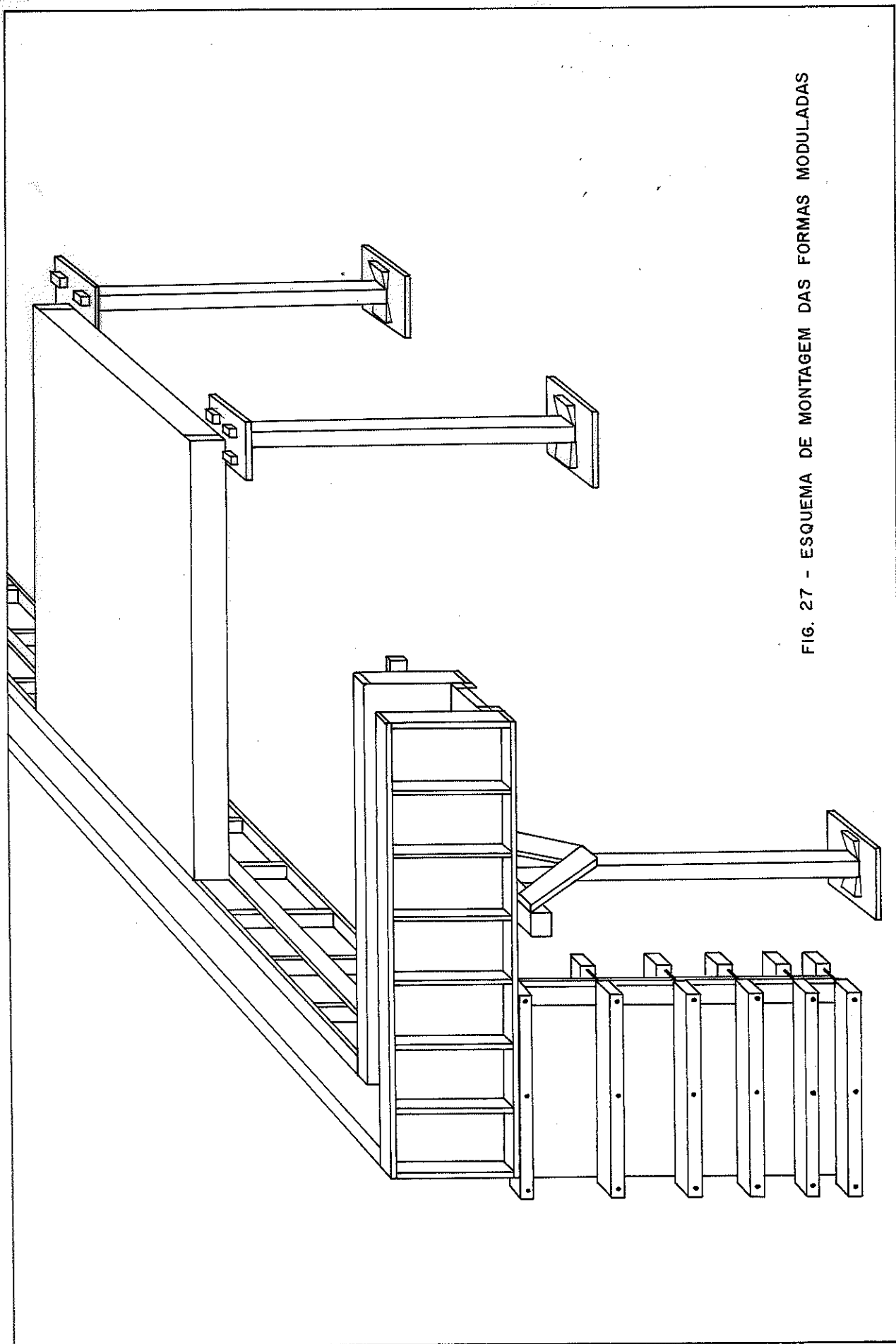


FIG. 27 - ESQUEMA DE MONTAGEM DAS FORMAS MODULADAS

7.1.1 - Roteiro de Cálculo das Formas das Lajes

Os módulos em caixão auto-portantes são dimensionados em função do tipo de chapa de madeira compensada utilizada e em função do carregamento considerado.

O afastamento entre as nervuras internas é determinado através da flecha admissível, $f = \ell/500$, da chapa de madeira compensada, entre as nervuras, trabalhando como simplesmente apoiadas.

Para exemplificar, será calculado um módulo em caixão auto-portante utilizando chapas de madeira compensada de 10 mm de espessura para uma laje de concreto armado de 7 cm de altura.

- Cálculo do vão (ℓ) entre as nervuras internas do módulo em caixão auto-portante através da flecha admissível da chapa de madeira compensada.

$$\frac{5 \cdot p \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq \frac{\ell}{500} ;$$

$$\ell \leq \sqrt[3]{\frac{8 \cdot E \cdot b \cdot e^3}{625 \cdot p}}$$

para,

$$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot b \cdot 1,1$$

Para os dados anteriores, resulta:

$$\ell \leq 41,2 \text{ cm}$$

Para tornar equidistantes as nervuras internas na direção da maior dimensão da chapa de madeira compensada, adota-se $\ell = 36,67$ cm.

Repetindo o processo para a mesma chapa de madeira compensada de 10 mm de espessura e variando as alturas das lajes de concreto armado normalmente utilizadas nos grandes edifícios, resulta a tabela 19.

TAB.19 - Espaços a serem Adotados entre as Nervuras Internas dos Módulos em Caixão Auto-Portantes em Função da Altura da Laje de Concreto Armado e da Espessura da Chapa de Madeira Compensada.

ALTURA DA LAJE (cm)	7 a 10	11 a 12
ESPAÇAMENTO DAS NERVURAS (cm)	36,67	31,43
ESPESSURA DA CHAPA: 10 mm		

- Cálculo das nervuras internas, através da resistência à flexão.

$$\frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{sendo} \quad M = \frac{p \cdot \ell^2}{8} ;$$

$$J = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad \text{e} \quad y = \frac{b}{2}, \quad \text{tem-se:}$$

$$e \cdot b^2 \geq \frac{3 \cdot p \cdot \ell^2}{4 \cdot \bar{\sigma}_f} \quad \text{para}$$

$$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot 1,1 \cdot \ell_{inf}, \quad \text{figura 28.}$$

Obs: h_c é adotado para a maior altura de laje onde os espaçamentos entre as nervuras internas são iguais.

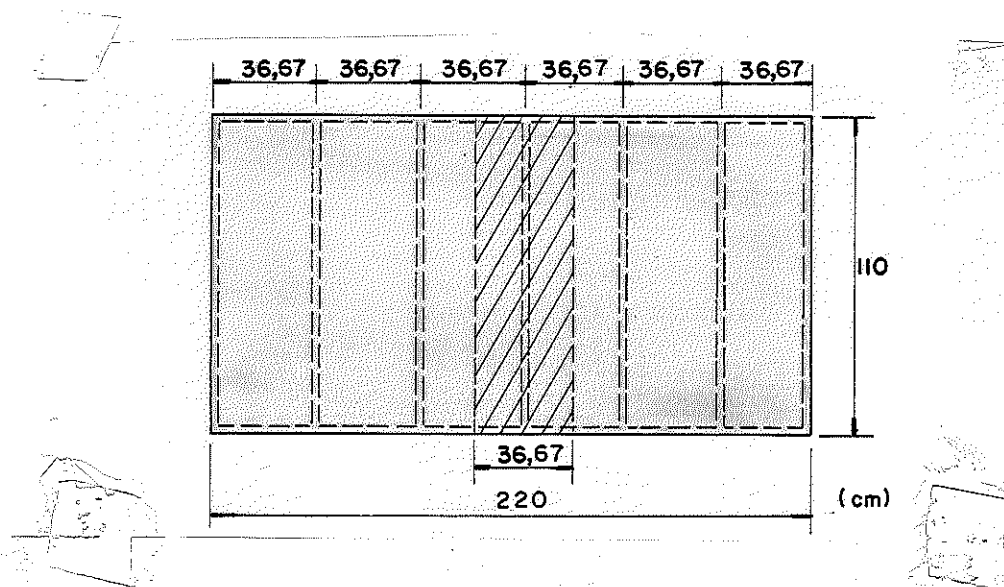


FIG.28 - ÁREA DE INFLUÊNCIA DE CARREGAMENTO PARA O DIMENSIONAMENTO DAS NERVURAS INTERNAS

Adotando-se nervuras internas de Pinho do Paraná com espessura de 25 mm e com os dados anteriores, resulta:

$$b \geq 6,5 \text{ cm}$$

- Cálculo das nervuras internas, através da flecha admissível, $\bar{f} = l/500$.

$$\frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq \frac{l}{500} ;$$

$$e \cdot b^3 \geq \frac{625 \cdot p \cdot l^3}{8 \cdot E}$$

Com os dados anteriores, resulta:

$$b \geq 7,4 \text{ cm}$$

Analisando os resultados anteriores, adota-se para seção transversal das nervuras internas as dimensões comerciais (2,5 X 7,5) cm².

- Cálculo das nervuras no contorno, através da resistência à flexão.

Analogamente ao cálculo das nervuras internas, tem-se:

$$e \cdot b^2 \geq \frac{3 \cdot p \cdot l^2}{4 \cdot \bar{\sigma}_f} \quad \text{para ,}$$

$$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot 1,1 \cdot l_{inf} , \text{ figura 29.}$$

Obs: Neste caso adota-se também o máximo valor de h_c para os tipos de lajes com o mesmo espaçamento entre nervuras internas, visando uma padronização dos módulos.

Adotando-se nervuras no contorno de Pinho do Paraná com espessura de 25 mm e para os dados anteriores, resulta:

$$b \geq 15,9 \text{ cm}$$

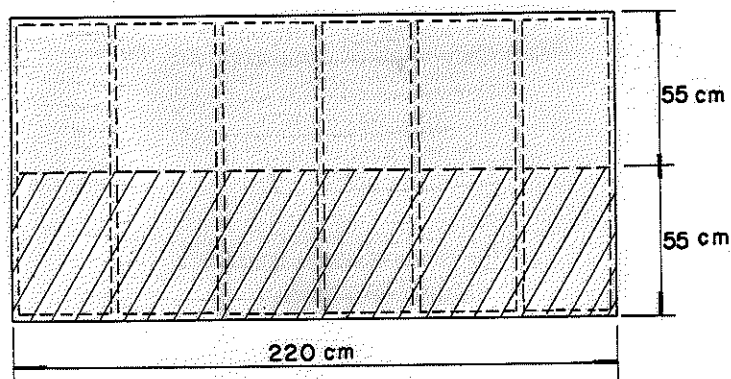


FIG. 29 - ÁREA DE INFLUÊNCIA DE CARREGAMENTO PARA O DIMENSIONAMENTO DAS NERVURAS NO CONTORNO

- Cálculo das nervuras no contorno, através da flecha admissível, $\bar{f} = \ell/500$.

Analogamente ao cálculo das nervuras internas, supondo, uma distribuição uniforme do carregamento, tem-se:

$$e \cdot b^3 \geq \frac{625 \cdot p \cdot \ell^3}{8 \cdot E}$$

Com os dados anteriores, resulta:

$$b \geq 16,8 \text{ cm}$$

Analisando os resultados, as nervuras no contorno necessitariam de $b = 16,8 \text{ cm}$; porém as tábuas comerciais mais próximas deste valor são de $b = 20 \text{ cm}$. Se a peça fosse serrada para atingir o valor necessário, não haveria utilidade para a sobra, de aproximadamente $2,80 \text{ cm}$ admitindo perdas no corte. Portanto, a seção transversal adotada será $(2,5 \times 20,0) \text{ cm}^2$.

Obs: A nervura no contorno para o lado menor da chapa de madeira compensada terá as mesmas dimensões das nervuras no contorno calculadas anteriormente devido a fatores construtivos, pois as ligações de apoio serão executadas exatamente nos quatro cantos de cada módulo em caixão, figura 26,27.

- Cálculo dos pregos.

Para fixar a chapa de madeira compensada nas nervuras recomenda-se colocar 5 pregos (14×21) para cada nervura, figura 30.

Para fixar as nervuras internas às nervuras no contorno, os pregos são calculados em função do carregamento.

$$P = \frac{p \cdot \ell}{2}$$

Para uma laje de concreto armado de 12 cm de altura e espaçamento entre as nervuras internas de 31,43 cm, resulta:

$$P = 559,62 \text{ N}$$

Utilizando pregos de (18 x 24) com $\bar{F} = 277 \text{ N}$, pode-se determinar o número de pregos em cada apoio das nervuras internas:

$$\text{nº de pregos} = \frac{P}{\bar{F}}$$

Com os dados anteriores, resultam dois pregos.

As ligações entre as nervuras no contorno, sobre os apoios, não precisariam de pregos para sua fixação, porém necessitam de pregos para dar rigidez ao conjunto. Estas ligações costumam apresentar problemas nos choques que ocorrem com os módulos no instante da desforma. Recomenda-se, pois, a utilização de 3 pregos tipo (19 x 27) em cada ligação, figura 30.

Com os resultados anteriores, monta-se a tabela 20.

TAB.20 - Espaçamentos e Dimensões das Nervuras Utilizadas no Módulo em Caixão em Função da Espessura da Chapa de Madeira Compensada e em Função das Alturas das Lajes de Concreto Armado.

ESPESSURA DA CHAPA DE COMPENSADO (mm)	ALTURA DAS LAJES DE CONCRETO ARMADO (cm)	ESPAÇAMENTO ADOTADO ENTRE NERVURAS INTERNAS (cm)	ALTURA DAS NERVURAS		LIGAÇÃO PREGA DA ENTRE NERVURAS INTERNAS E CONTOURNO
			INTERNAS (cm)	NO CONTOURNO (cm)	
10	7 a 10	36,67	7,4	16,8	2 (18 x 24)
10	11 a 12	31,43	7,4	17,9	2 (18 x 24)
			e = 25 cm ; E = 10323 MPa		

Obs: Para outras espessuras e outras espécies de madeira a serem utilizadas nas nervuras, os valores tabelados para suas alturas devem ser corrigidos pela expressão:

$$b = b_{\text{tab}} \cdot \frac{63,67}{\sqrt[3]{e \cdot E}}$$

Variando-se a espessura da chapa de madeira compensada, nos módulos em caixão auto-portantes, resulta a tabela 21.

TAB.21 - Espaçamentos e Dimensões das Nervuras Utilizadas nos Módulos em Caixão, em Função da Espessura da Chapa de Madeira Compensada e das Alturas das Lajes de Concreto Armado.

ESPESSURAS DAS CHAPAS DE COMPENSADO (mm)	ALTURAS DAS LAJES DE CONCRETO ARMADO (cm)	ESPAÇAMENTO ADOTADO ENTRE NERVURAS INTERNAS (cm)	ALTURA DAS NERVURAS		LIGAÇÃO PREGADA ENTRE NERVURAS INTERNAS E CONTOURNO
			INTERNAS (cm)	NO CONTOURNO (cm)	
8	7 a 8	31,43	6,5	15,6	2 (18 x 24)
8	9 a 12	27,50	7,1	17,9	2 (18 x 24)
10	7 a 10	36,67	7,4	16,8	2 (18 x 24)
10	11 a 12	31,43	7,4	17,9	2 (18 x 24)
12	7 a 10	44,0	7,8	16,8	2 (19 x 27)
12	11 a 12	36,67	7,8	17,9	2 (19 x 27)
14	7 a 8	55,00	7,8	15,6	3 (19 x 27)
14	9 a 12	44,00	8,3	17,9	3 (19 x 27)
17 20	7 a 12	55,00	10,0	17,9	(19 x 27)
b = 25 mm ; E = 10323 MPa					

Obs: Para outras espessuras e outras espécie de madeira a serem utilizadas nas nervuras, os valores tabelados para suas alturas devem ser corrigidos pela expressão:

$$b = b_{\text{tab}} \cdot \frac{63,67}{\sqrt[3]{e \cdot E}}$$

7.1.2 - Ensaio Realizados no LaMEM, com um Módulo em Caixão Auto-Portante

As chapas de madeira compensada, recentemente desenvolvidas, necessitam ter suas características mecânicas e seu comportamento estrutural cuidadosamente verificados.

Os módulos em caixão, objeto do presente trabalho, foram desenvolvidos para a substituição, com vantagem no aspecto econômico, do sistema de painéis de lajes constituídos de tábuas convencionais totalmente pregadas, de difícil desforma e inevitável desperdício do material.

A finalidade dos ensaios é de se efetuar uma comparação entre o comportamento teórico e o experimental do sistema proposto, para viabilizar sua utilização.

7.1.2.1 - Esquema de Montagem do Módulo

O módulo em caixão auto-portante foi montado isoladamente, pois, apesar de ser utilizado em conjunto com outros módulos para formar o painel de concretagem tem flecha e resistência individuais. Cada módulo trabalha individualmente com apoios, situados nos seus quatro cantos.

O módulo foi montado visando a solidarização da chapa de madeira compensada com as nervuras, para resistir ao carregamento aplicado.

Foi escolhido para os ensaios um módulo constituído de uma chapa de madeira compensada de $(110 \times 220) \text{ cm}^2$, com 10 mm de espessura; cinco sarrafos de Pinho do Paraná de $(2,5 \times 7,4) \text{ cm}^2$ com 105 cm de comprimento; duas tábuas de Pinho do Paraná de $(2,5 \times 16,8) \text{ cm}^2$ com 105 cm de comprimento; duas tábuas de Pinho do Paraná de $(2,5 \times 16,8) \text{ cm}^2$ com 220 cm de comprimento; trinta e cinco pregostipo (14×21) ; vinte pregos (18×24) ; doze pregos (19×27) , figura 30.

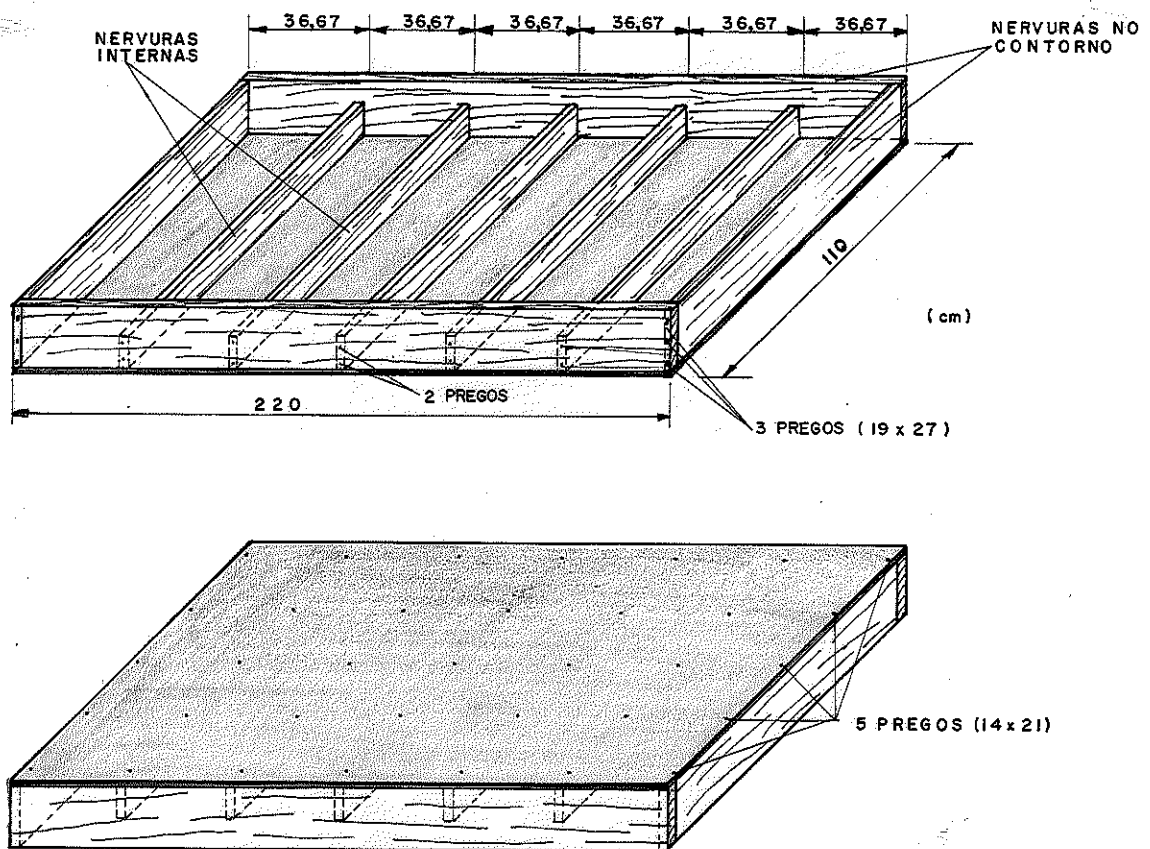


FIG. 30 - ESQUEMA DE MONTAGEM DO MÓDULO

7.1.2.2 - Realização do Ensaio

Foi simulada, através do uso de areia, uma carga distribuída em todo o módulo, representando uma laje de concreto armado com 10 cm de altura. O carregamento total foi previsto para 6529 N.

A aplicação da carga se deu gradativamente, utilizando-se latas de areia previamente pesadas e medidas, para se obter a simulação mais adequada da carga aplicada pelo concreto armado acrescida da carga acidental.

A graduação de carga foi de 981 N para observação das flechas decorrentes.

Nos ensaios, foi adotada $\bar{f} = \ell/500$ em cada elemento isolado; para os vãos entre as nervuras internas, $\bar{f} = 0,73$ mm; para as

nervuras internas, $\bar{f} = 2,2$ mm, para as nervuras no contorno, $\bar{f} = 4,4$ mm.

A figura 31 mostra a posição e a numeração dos extensômetros mecânicos no ensaio.

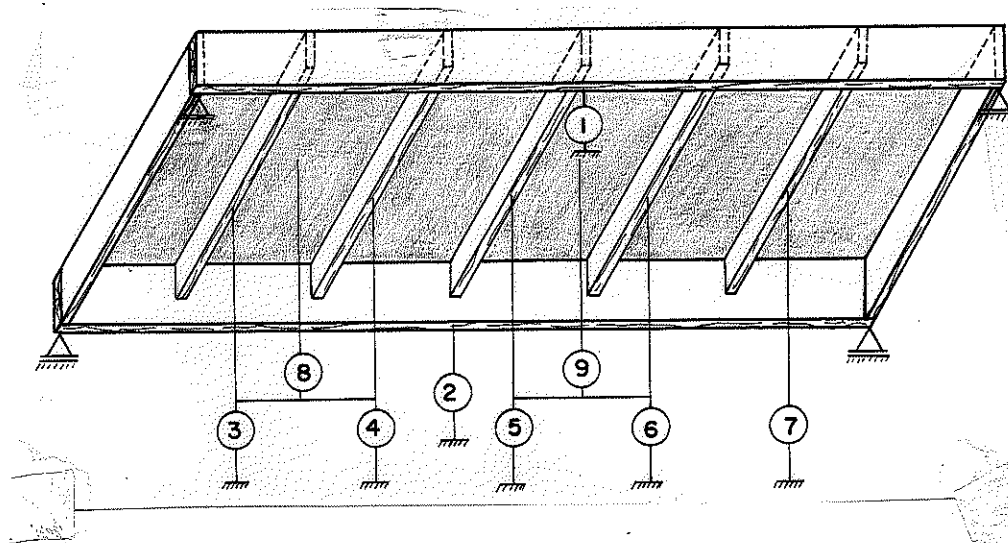


FIG. 31 - ESQUEMA DE MONTAGEM DO ENSAIO

7.1.2.3 - Resultados Obtidos nos Ensaio

Foram realizados dois ensaios com o mesmo módulo, em escala natural, para verificar efeitos como: comportamento do conjunto, empenamento da chapa de madeira compensada e ordem de grandeza das flechas.

TAB.22 - Resultados do Primeiro Ensaio

EXTENSÔMETROS CARGAS (N)	CENTÉSIMO DE MILÍMETRO						
	1	2	3	4	5	6	7
Posição Inicial	0	0	0	0	0	0	0
981	45	59	38	71	75	85	55
1962	115	120	105	165	160	160	110
2943	180	190	160	250	250	250	170
3924	230	260	210	320	320	320	230
4905	280	320	280	410	410	410	310
5886	340	390	330	490	500	490	360
7014	430	460	410	610	610	610	430
Após o primeiro dia	400	470	450	620	630	620	450
Após o segundo dia	400	470	450	620	630	620	450
Após o terceiro dia	-	480	450	620	640	620	450
Após o 32º dia	-	550	500	670	680	650	500
Residual	-	130	100	125	170	150	100

A laje foi carregada além do limite previsto, para exami-
nar o seu comportamento nestas condições mais críticas.

Após período de um mês com a estrutura carregada, não hou-
ve problemas de empenamento. O residual de flechas (após a descar-
ga) não acusou valores considerados prejudiciais.

Observou-se também a pequena variação das flechas após o
terceiro dia, todavia durante este período, o próprio concreto em
fase de cura adquire resistência, impedindo a mudança de geometria
da forma.

TAB. 23 - Resultados do Segundo Ensaio

EXTENSÔMETROS CARGAS (N)	CENTÉSIMO DE MILÍMETRO							MILÉSIMO DE MILÍMETRO	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Posição Inicial	110	210	180	180	240	220	100	000	000
981	170	260	235	270	320	290	160	70	100
1962	220	330	290	350	400	370	230	130	150
2943	270	400	350	440	500	450	280	200	250
3924	320	460	420	520	570	520	330	310	350
4905	380	500	470	590	650	590	390	380	420
5886	440	560	520	650	720	660	450	470	520
6529	460	590	555	700	740	700	480	480	550
Primeiro dia	-	570	515	665	740	660	470	480	550
Segundo dia	470	570	530	680	740	680	470	480	550
Sétimo dia	470	580	540	690	740	680	480	480	550
Residual	-	170	150	190	210	200	150	50	70

Este ensaio foi realizado com areia úmida e encharcamen-
to da chapa de madeira compensada para verificação da impermeabili-
dade, característica deste tipo de material.

As flechas dos vãos da chapa de madeira compensada não
chegaram ao valor admissível e nem apresentaram valores residuais
significativos.

As flechas das nervuras no contorno atingiram valores
próximos ao admissível e também não apresentaram flechas residuais
significativas.

As flechas das nervuras internas, devido a posição dos ex

tensômetros, apresentaram valores acumulados, porém para a flecha individual das nervuras, os valores obtidos foram satisfatórios.

7.1.2.4 - Fotos dos Ensaios

Nas fotos a seguir, observa-se o módulo em caixão autoportante constituído de chapa de madeira compensada reforçada por nervuras de Pinho do Paraná, formando um conjunto homogêneo apoiado em seus quatro cantos por pontaletes. Esses componentes formam a estrutura resistente à carga da laje, já estabelecida anteriormente. Observam-se, também, bainhas de madeira aglomerada interrompidas, contornando o módulo para evitar o escorregamento da areia. Esse aglomerado não tem função estrutural. Sob o módulo, há um sistema de observação das deformações, constituído por extensômetros mecânicos colocados nos pontos mais convenientes para a leitura das flechas ocorrentes.

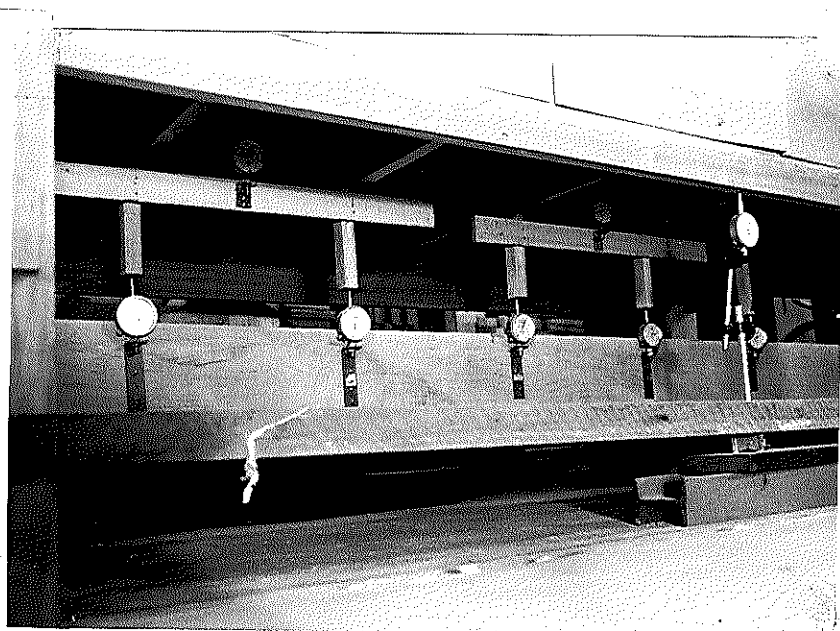


Foto 1 - Vista da Posição dos Extensômetros Mecânicos e das Nervuras sob o Painel

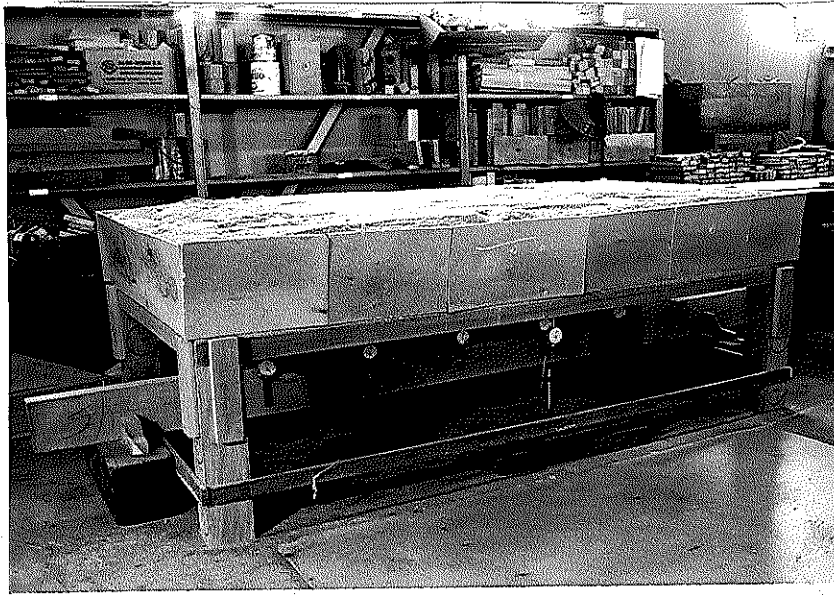


Foto 2 - Vista Superior do Módulo Totalmente Carregado de Areia

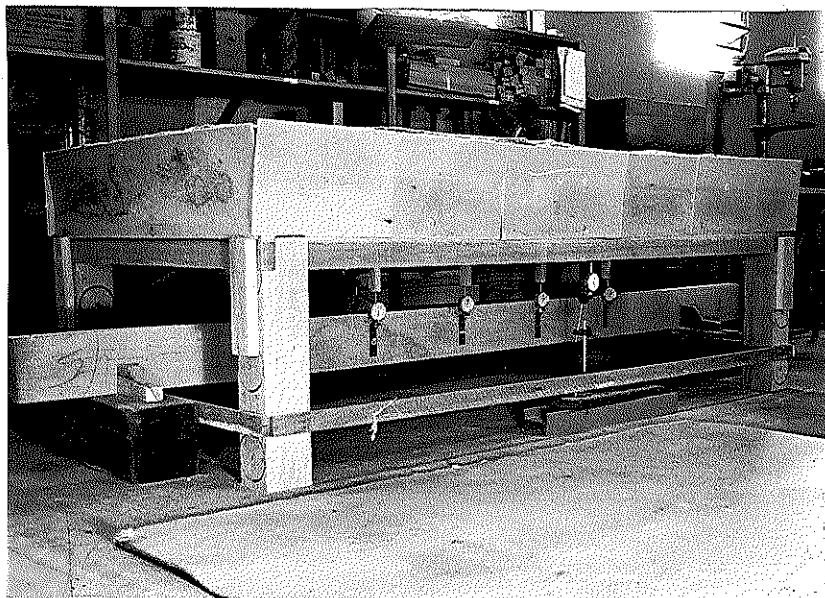


Foto 3 - Vista Geral do Sistema de Apoio dos Extensômetros Mecânicos

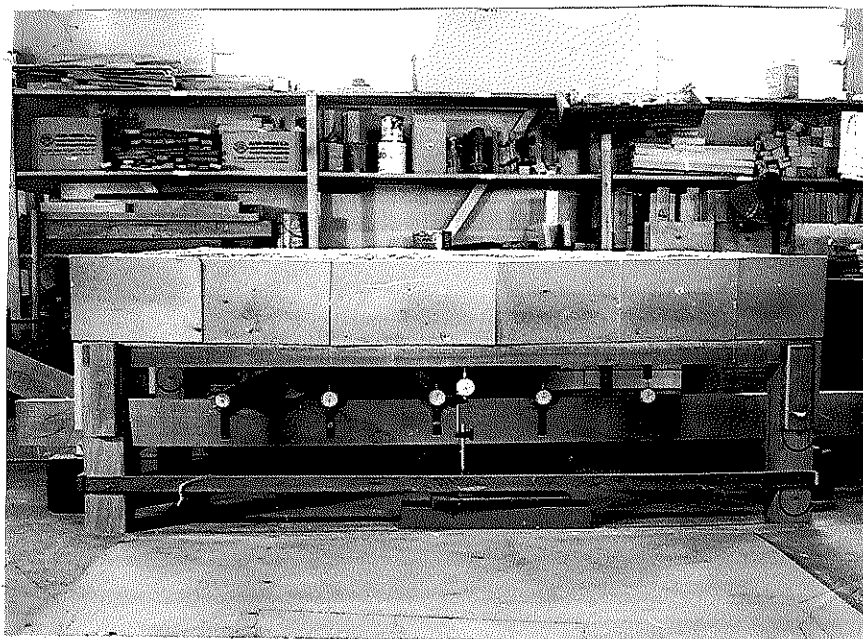


Foto 4 - Vista Geral do Ensaio

7.1.3 - Variante do Sistema Proposto

Os módulos em caixão podem ser construídos em dimensões maiores, bastando unir outro pedaço de chapa de madeira compensada, colocando a emenda sobre uma nervura interna. As nervuras no contorno são montadas sem emendas proporcionando um módulo em caixão autoportante suficiente para cobrir a distância entre as vigas para formar o painel de concretagem.

Na figura 32, é exemplificado o esquema de modulação autoportante, com emenda.

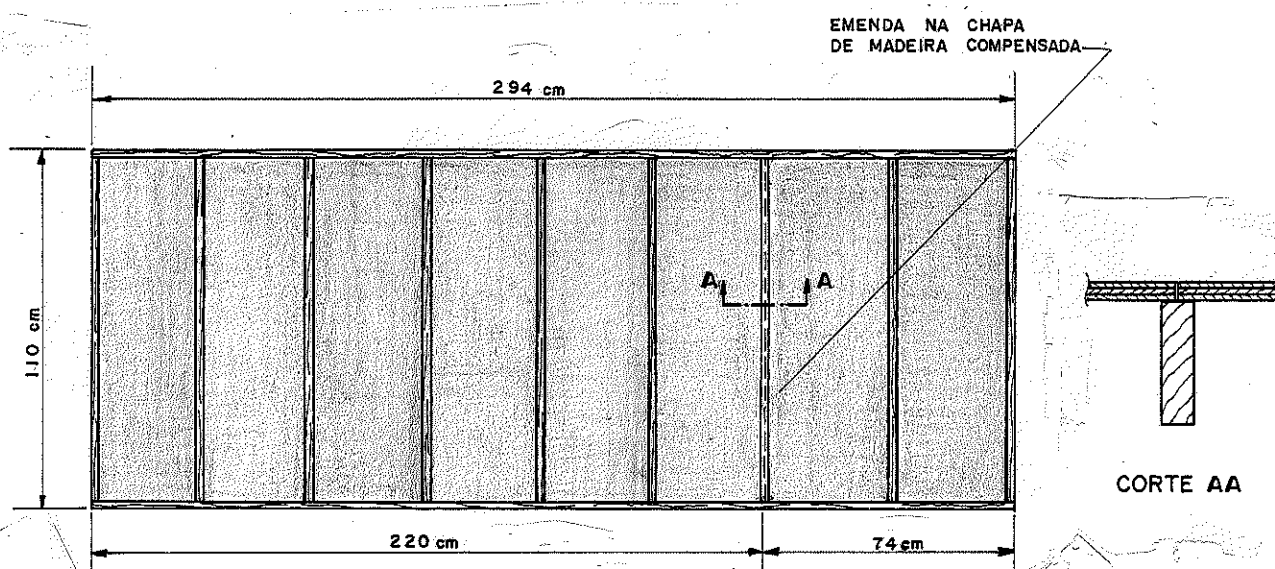


FIG. 32 - ESQUEMA DE MODULAÇÃO COM EMENDA

Neste caso, o módulo na maior dimensão passa a ter um vão livre muito grande, necessitando de pontaletes intermediários para economia das nervuras no contorno e segurança do sistema.

O dimensionamento deste módulo segue o mesmo roteiro apresentado anteriormente, diferindo apenas no cálculo das nervuras no contorno, variando em função do comprimento.

7.2 - Formas Moduladas para Vigas

As formas moduladas das vigas são obtidas através de três painéis independentes: um painel horizontal modulado e dois painéis verticais modulados.

A diferença entre os módulos das vigas e os módulos das lajes está no comprimento. Cada painel modulado da viga deve ter o comprimento total da viga de concreto armado para facilitar a montagem. Os pontaletes são colocados a cada 1,1 metro e os tirantes conforme a necessidade, figura 33.

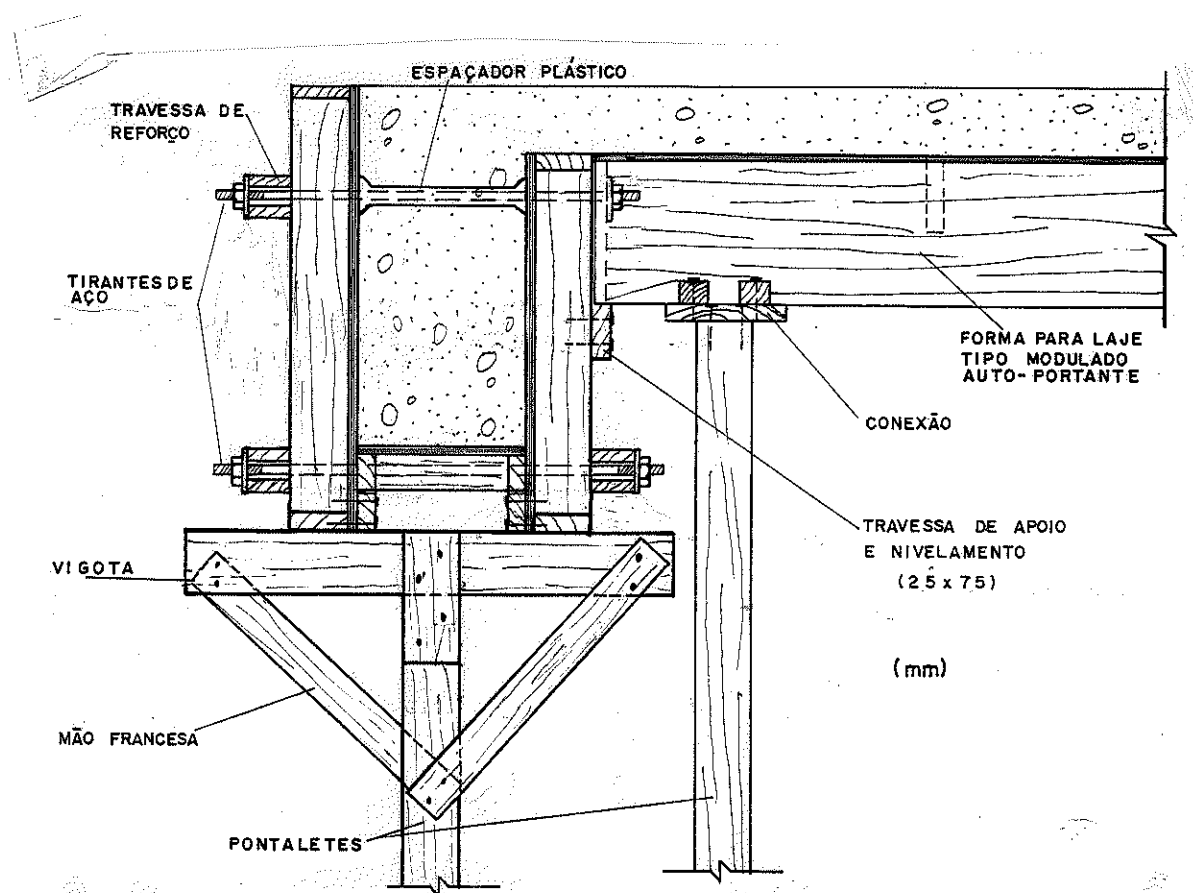


FIG. 33 - FORMA MODULADA PARA VIGA

7.2.1 - Roteiro de Cálculo das Formas das Vigas

As formas das vigas devem ser dimensionadas em duas etapas. Inicialmente determina-se o painel horizontal modulado e em seguida, determinam-se os painéis verticais modulados.

7.2.1.1 - Painel Horizontal Modulado

O dimensionamento do painel horizontal modulado é feito determinando-se o espaçamento entre as nervuras internas, através da flecha admissível da madeira compensada entre as nervuras, com o carregamento considerado.

Para exemplificar, é apresentado o cálculo de um painel horizontal modulado, para uma viga de concreto armado de (40 x 60) cm², utilizando chapa de madeira compensada de 10 mm de espessura.

- Cálculo do vão (ℓ) entre as nervuras internas do painel horizontal modulado da viga, através da flecha admissível, $\bar{f} = \ell/500$.

$$\frac{5 \cdot p \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq \frac{\ell}{500} ;$$

$$\ell \leq \sqrt[3]{\frac{8 \cdot E \cdot b \cdot e^3}{625 \cdot p}}$$

para,

$$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot b$$

Para os dados anteriores, resulta:

$$\ell \leq 20,8 \text{ cm}$$

Repetindo o processo para outras alturas de viga frequentemente utilizadas nos edifícios e variando-se a espessura da chapa de madeira compensada, resulta a tabela 24.

TAB. 24 - Espaçamentos Máximos, em cm, entre as Nervuras do Painel Horizontal da Viga Modulada através da Flecha Admissível e em Função da Altura das Vigas e da Chapa de Compensado Adotada.

ALTURA DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO (cm)	CHAPAS DE MADEIRA COMPENSADA COM ESPESSURA (em mm)					
	8	10	12	14	17	20
	30	21,0	26,2	31,4	36,7	44,5
35	19,9	24,9	29,9	34,9	42,3	49,8
40	19,0	23,8	28,6	33,3	40,5	47,6
45	18,3	22,9	27,5	32,0	39,0	45,8
50	17,7	22,1	26,5	30,9	38,9	44,2
55	17,1	21,4	25,7	30,0	36,4	42,8
60	16,6	20,8	24,9	29,0	35,3	41,6
70	15,8	19,7	23,7	27,6	33,6	39,5
80	15,1	18,9	22,7	26,4	32,1	37,8
90	14,5	18,1	21,8	25,4	30,9	36,3
100	14,0	17,5	21,0	24,5	29,8	35,0
E = 10323 MPa						

- Cálculo das nervuras internas, através da resistência à flexão.

O dimensionamento das nervuras internas é determinado em função da área de influência de carregamento, através dos espaçamentos iguais adotados para as nervuras, escolhidos convenientemente possibilitando a cada emenda do compensado, a colocação de uma nervura.

Para exemplificar, é apresentado o cálculo da seção transversal de uma nervura do painel horizontal modulado com chapa de madeira compensada de 10 mm de espessura para uma viga de concreto armado de (40 x 60) cm².

$$\frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{sendo} \quad M = \frac{p \cdot \ell^2}{8};$$

$$J = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad \text{e} \quad y = \frac{b}{2}, \quad \text{tem-se:}$$

$$e . b^2 \geq \frac{3 . p . \ell^2}{4 . \bar{\sigma}_f} \quad \text{para,}$$

$$p = \gamma_c . h_c . \ell_{inf}$$

Obs: ℓ_{inf} é adotado em função dos dados da tabela 24 e das emendas na chapa de madeira compensada.

Para nervuras internas de Pinho do Paraná com espessura de 25 mm e com os dados anteriores, resulta:

$$\ell_{inf} = 20 \text{ cm,} \quad \text{portanto } b \geq 4,1 \text{ cm}$$

Repetindo-se o processo para um caso mais desfavorável, viga de concreto armado de $(40 \times 100) \text{ cm}^2$, resulta:

$$\ell_{inf} = 31,43 \text{ cm,} \quad \text{portanto } b \geq 6,6 \text{ cm}$$

Analisando os resultados, pode-se adotar a seção comercial $(2,5 \times 7,5) \text{ cm}^2$, suficiente para os casos mais usuais das nervuras internas proporcionando uma padronização na modulação.

- Cálculo das nervuras no contorno.

As nervuras no contorno são construtivas em vista de estarem totalmente apoiadas na travessa de apoio do módulo vertical da viga, figura 33,34.

As nervuras no contorno são responsáveis pela rigidez do conjunto no instante da montagem, além de fixarem as nervuras internas.

A seção transversal recomendada é a mesma utilizada nas nervuras internas visando homogeneizar a modulação.

- Cálculo dos pregos.

Os pregos utilizados nas ligações entre nervuras são dimensionados em função do carregamento,

$$p = \frac{p . \ell}{2} ;$$

$$N^{\circ} \text{ pregos} = \frac{P}{\bar{F}} \text{ para } \bar{F} \text{ do prego escolhido.}$$

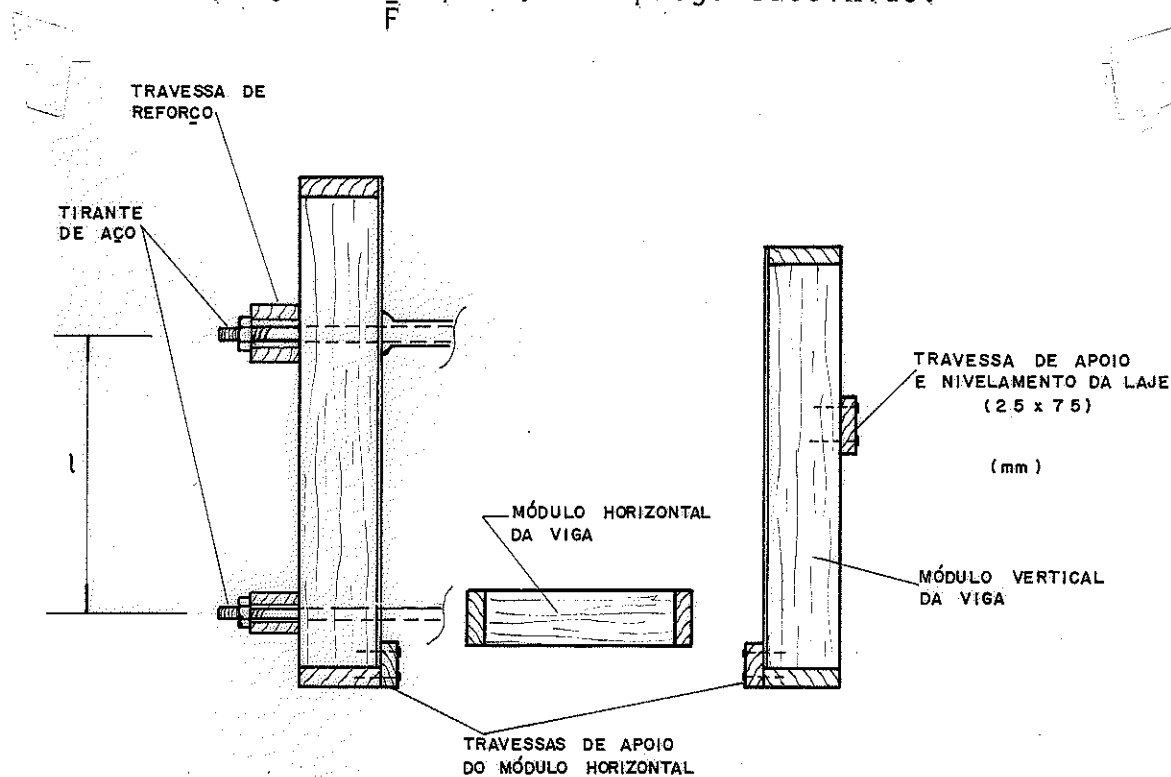


FIG. 34 - MÓDULOS INDEPENDENTES DAS FORMAS DAS VIGAS

7.2.1.2 - Painel Vertical Modulado

O dimensionamento dos módulos verticais é feito analogamente ao módulo horizontal.

- Cálculo do vão (l) entre nervuras internas dos módulos verticais da viga.

As pressões máximas nos módulos verticais são as mesmas do horizontal. Assim, os espaçamentos entre as nervuras internas são os mesmos já calculados para o módulo horizontal.

- Cálculo das nervuras internas dos módulos verticais.

Visando novamente a padronização dos módulos, todas as nervuras serão de $(2,5 \times 7,5) \text{ cm}^2$.

Para as vigas altas haverá necessidade de colocar apoios intermediários através de tirantes de aço para limitar o comprimento das nervuras.

- Cálculo do vão (l) entre os apoios das nervuras verticais, através da resistência à flexão, figura 34.

$$\frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{com} \quad M = \frac{p \cdot \ell^2}{8} ;$$

$$J = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad \text{e} \quad y = \frac{b}{2}, \text{ tem-se.}$$

$$\ell \leq \sqrt{\frac{4 \cdot \bar{\sigma}_f \cdot e \cdot b^2}{3 \cdot p}} \quad \text{para ,}$$

$$p = \gamma_c \cdot (h_c - \frac{\ell}{2}) \cdot \ell_{inf} \quad \text{sendo}$$

ℓ - distância entre os apoios verticais, figura 34;

ℓ_{inf} - distância entre as nervuras internas do módulo vertical.

Para nervuras de $(2,5 \times 7,5)\text{cm}^2$ de Pinho do Paraná, utilizadas numa viga de 100 cm de altura com nervuras internas espaçadas de 31, 43 cm, resulta:

$$\ell \leq 51,8 \text{ cm}$$

Neste caso, adota-se $\ell = 50 \text{ cm}$.

Para outras alturas de viga, com os carregamentos inferiores ao exemplo anterior, para padronização das dimensões, adota-se o vão (ℓ) máximo igual a 50 cm para todas as vigas.

- Cálculo do vão (ℓ) na direção horizontal, entre os tirantes de aço através da resistência à flexão das travessas de reforço, figura 35, 36.

Analogamente, tem-se:

$$\ell \leq \sqrt{\frac{4 \cdot \bar{\sigma}_f \cdot e \cdot b^2}{3 \cdot p}} \quad \text{para ,}$$

$$p = \gamma_c \cdot (h_c - \ell_{inf}) \cdot \ell_{inf}$$

Para os casos de haver a necessidade de tres apoios, figura 35.

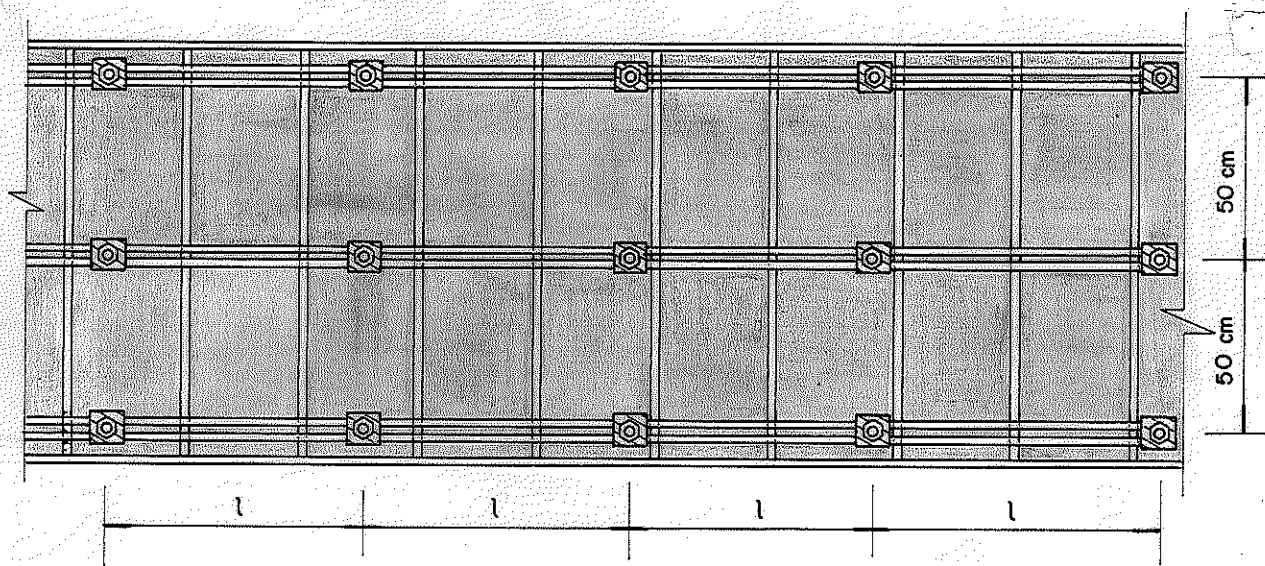


FIG. 35 - ESQUEMA DE FIXAÇÃO DO MÓDULO VERTICAL DA VIGA

Com os dados anteriores, resulta:

$$l \leq 72,2 \text{ cm}$$

Adota-se, portanto $l = 70 \text{ cm}$

Para os casos de dois apoios, figura 36.

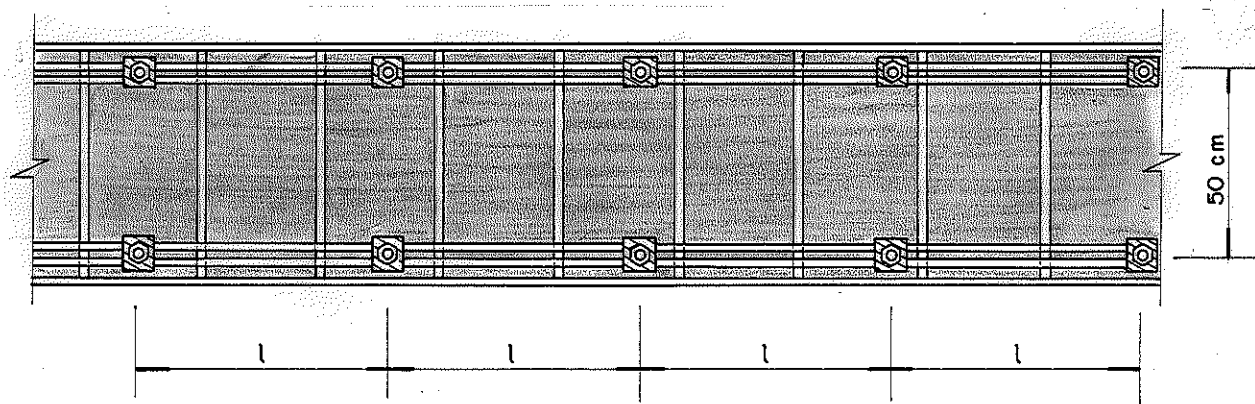


FIG. 36 - ESQUEMA DE FIXAÇÃO DO MÓDULO VERTICAL DA VIGA

Com os dados anteriores, resulta:

$$l \leq 122 \text{ cm}$$

Adota-se, portanto, $l = 120 \text{ cm}$

- Cálculo dos tirantes de aço.

Como se tratam de tirantes reaproveitáveis, o dimensionamento é feito para a situação mais desfavorável, visando facilitar seu emprego.

$$R = \gamma_c (h_c - \ell_{inf}) \cdot S_{inf}$$

Com os dados anteriores, resulta:

$$R = 4292 \text{ N}$$

$$\frac{R}{S_1} \leq \bar{\sigma} \text{ com } S_1 = \frac{\pi (0,8 \delta)^2}{4} \text{ e } \bar{\sigma} = 137,68 \text{ MPa.}$$

Deste modo:

$$\delta \geq 7,88 \text{ cm}$$

Com este resultado, adotam-se tirantes de $\delta = 7,94 \text{ cm}$ (5/16").

7.3 - Formas Moduladas para Pilares

Os pilares podem apresentar seções variadas, sendo as mais comuns as quadradas e as retangulares.

Na construção dos edifícios existe a preocupação de embutir, quando possível, os pilares nas paredes, tornando muito frequentes as seções retangulares alongadas.

7.3.1 - Concepção e Roteiro de Cálculo das Formas dos Pilares.

As formas dos pilares são constituídas por painéis verticais, de tábuas convencionais ou chapas de madeira compensada, interligadas através de gravatas, feitas de caibros, vigotas ou vigas compostas.

O esquema de formas para pilares, figura 37, mostra os detalhes construtivos viabilizando sua utilização com o melhor aproveitamento do material. A sequência de montagem dos painéis constituídos por módulos independentes é muito simples, bastando encaixá-los e parafusá-los, através das gravatas. Para a desmontagem dá-se o inverso, sem danificar qualquer parte do sistema.

Todos os painéis soltam-se intactos possibilitando a reutilização do sistema, por inúmeras vezes.

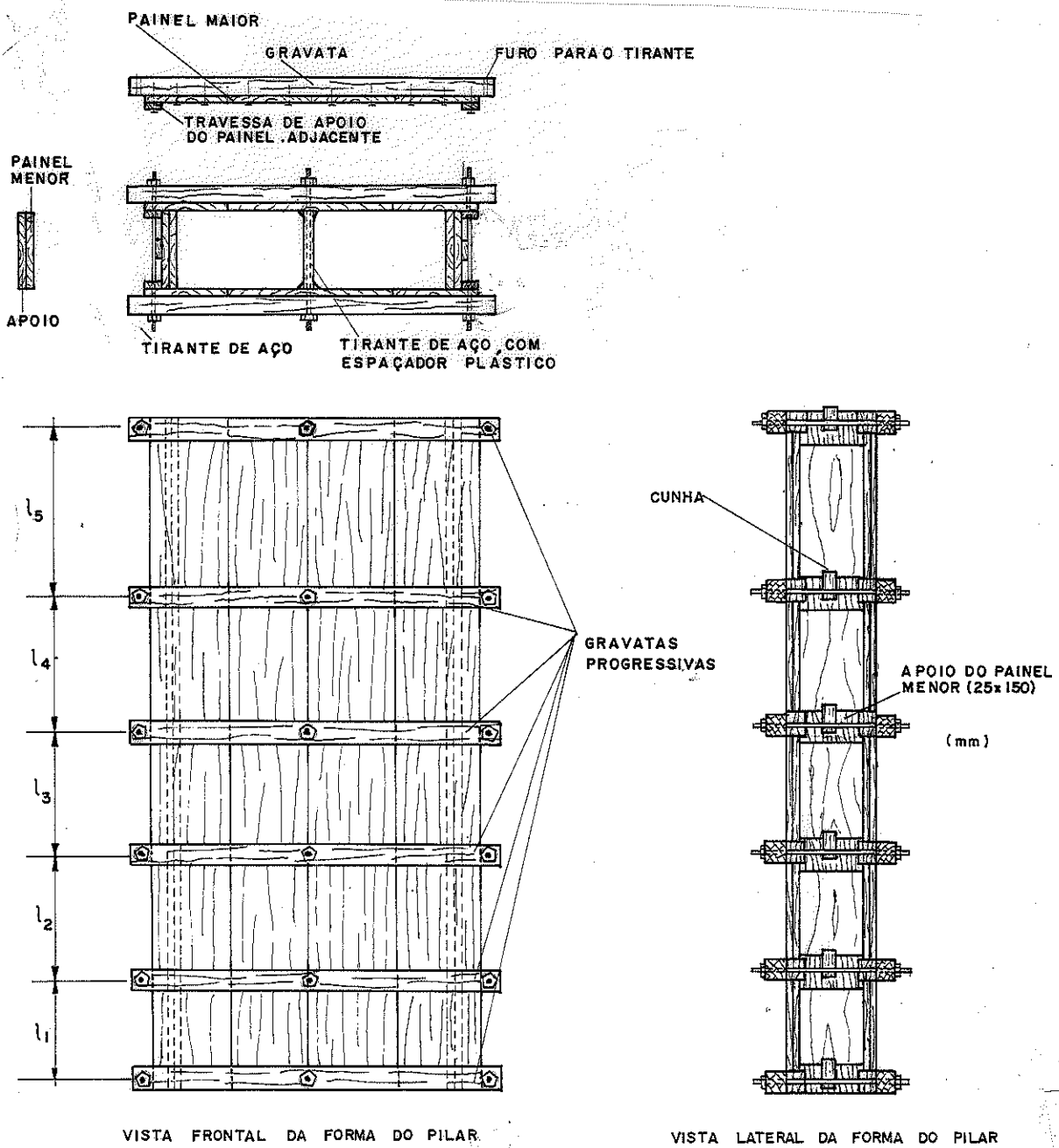


FIG. 37 - ESQUEMA DE FORMA MODULADA PARA PILAR, UTILIZANDO TÁBUAS CONVENCIONAIS

Nos painéis maiores, figura 37, as tábuaas convencionais são pregadas às gravatas, previamente espaçadas em função do carregamento do pilar, e fixam as travessas de apoio para o encaixe dos painéis adjacentes. Estas travessas são responsáveis não só pelo apoio dos painéis menores, como também pela vedação das arestas, evitando a perda da nata do concreto, figura 38.

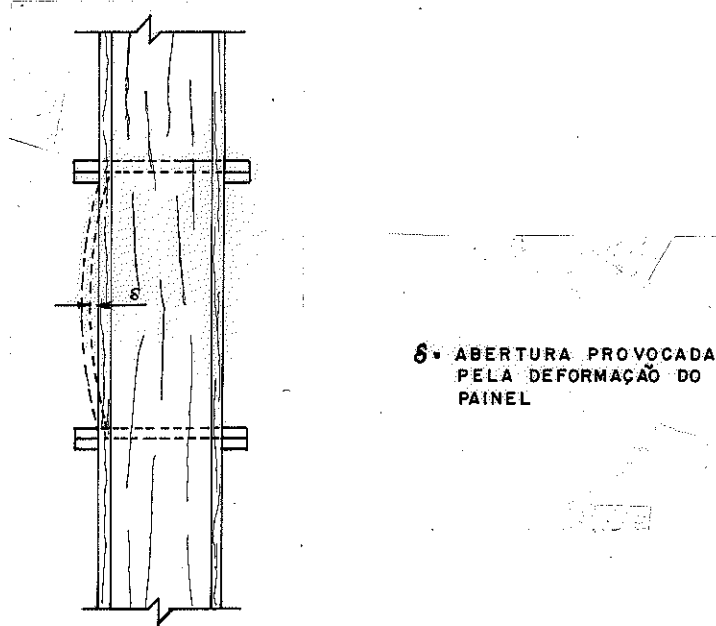


FIG. 38 - ESQUEMA DE DEFORMAÇÃO LATERAL DO PAINEL, QUANDO NÃO SE UTILIZAM TRAVESSAS DE APOIO

Os painéis feitos de chapas de madeira compensada adquirem rigidez muito maior quando solidarizados com sarrafos. As chapas podem ser do tipo plastificada ou resinada, para garantir melhor acabamento no concreto, além de facilitar a desforma.

As emendas do painel devem ser cuidadosamente previstas para coincidir com a posição de uma gravata, figura 39.

A sequência de montagem das formas é idêntico ao caso anterior.

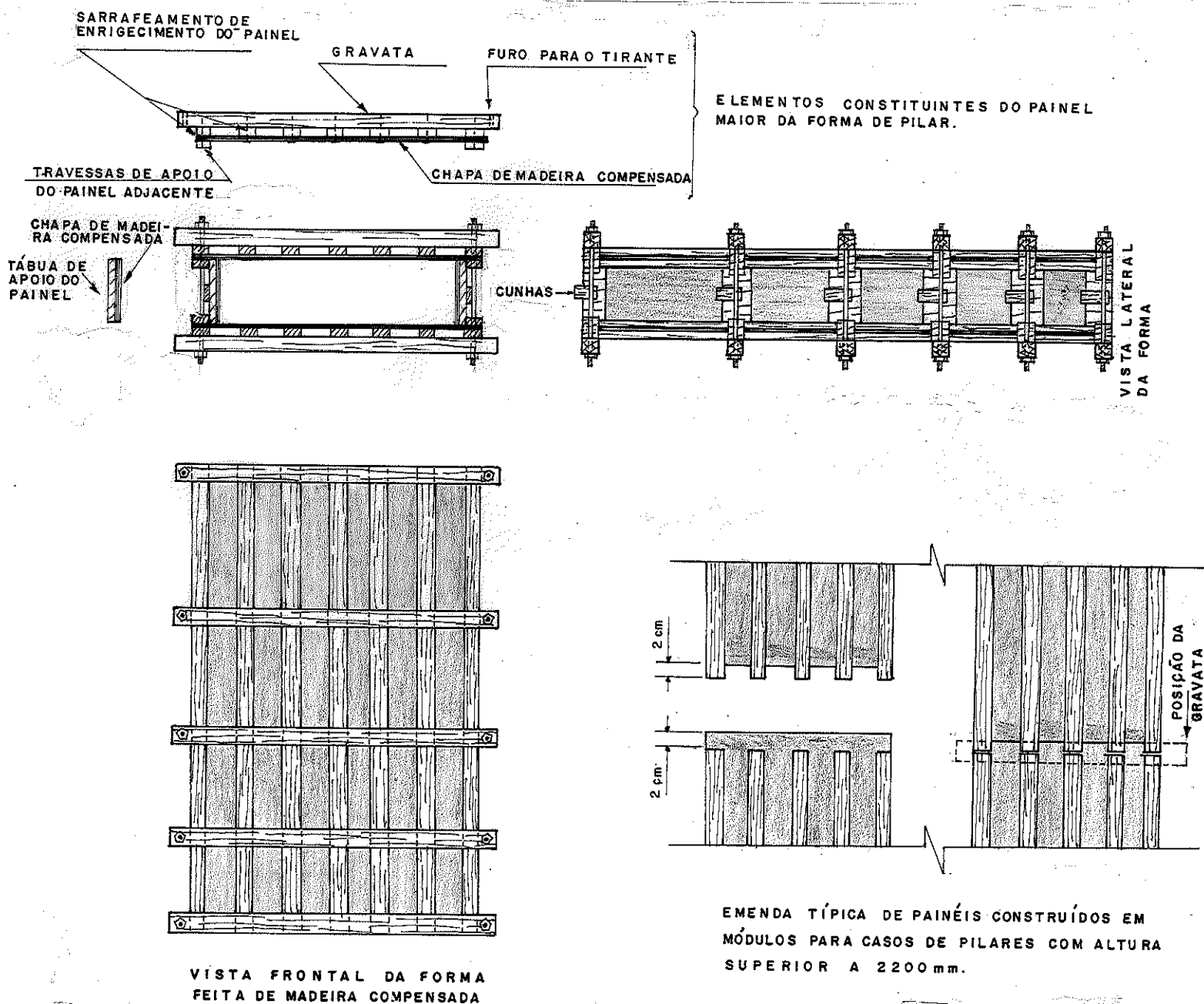


FIG. 39 - ESQUEMA DE FORMA PARA PILAR, UTILIZANDO CHAPAS DE MADEIRA COMPENSADA COM SARRAFEAMENTO

O dimensionamento dos painéis verticais é feito determinando-se os espaçamentos máximos entre as gravatas, através da resistência e da flecha admissível do painel utilizado, com o carregamento considerado.

A distribuição triangular de pressões nos painéis verti -

cais dos pilares proporciona, em função do carregamento, espaçamentos progressivos entre gravatas, compatibilizando-os com os esforços e as deformações limites.

Seja, por exemplo, um pilar de concreto armado de 4,0 m de altura com seção transversal de (20 x 100) cm² com painéis laterais de Pinho do Paraná de 2,5 cm de espessura.

- Cálculo dos vãos progressivos (l_i) entre as gravatas do pilar, pela flecha admissível da tábua, $\bar{f} = l/350$.

$$\frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq \frac{l}{350} \quad \text{para,}$$

$$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot b, \quad \text{tem-se:}$$

$$l_i \leq \sqrt[3]{\frac{16 \cdot E \cdot e^3}{875 \cdot \gamma_c \cdot h_c}} \dots\dots\dots (I)$$

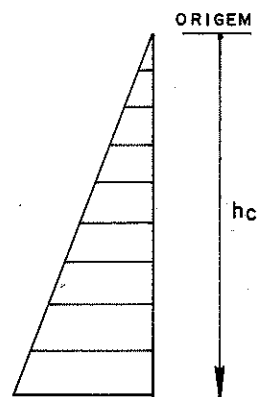
- Cálculo dos vãos progressivos (l_i) entre as gravatas do pilar, pela tensão de flexão nas tábuas,

$$\frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{com} \quad \frac{p \cdot l^2}{8};$$

$$J = \frac{b \cdot e^3}{12} \quad \text{e} \quad y = \frac{e}{2}; \quad \text{tem-se:}$$

$$l_i \leq \sqrt{\frac{4 \cdot \bar{\sigma}_f \cdot e^2}{3 \cdot \gamma_c \cdot h_c}} \dots\dots\dots (II)$$

Para serem obtidos os vãos progressivos entre as gravatas do pilar devem-se utilizar simultaneamente as expressões (I) e (II) adotando-se o menor valor encontrado. Para facilitar o processo, igualam-se as duas expressões para determinar a altura do concreto onde se define a utilização de cada expressão. Desta maneira, tem-se:



$$h_c = \frac{\left(\frac{4 \cdot \bar{\sigma}_f}{3 \cdot \gamma_c} \right)^3}{\left(\frac{16 \cdot E}{875 \cdot \gamma_c} \right)^2}$$

FIG. 40- ORIENTAÇÃO DA ALTURA DA CONCRETAGEM

Para os dados anteriores, resulta:

$$h_c = 168,4 \text{ cm}$$

Neste caso, para alturas de concretagem até 168,4 cm devem ser determinados os vãos progressivos pela expressão (I). Para alturas superiores, devem ser determinados os vãos progressivos pela expressão (II).

Os vãos entre as gravatas são obtidos considerando-se as pressões indicadas na figura 41, e expandidas a todo vão entre as gravatas. O processo é feito de forma iterativa para obtenção dos vãos mais econômicos.

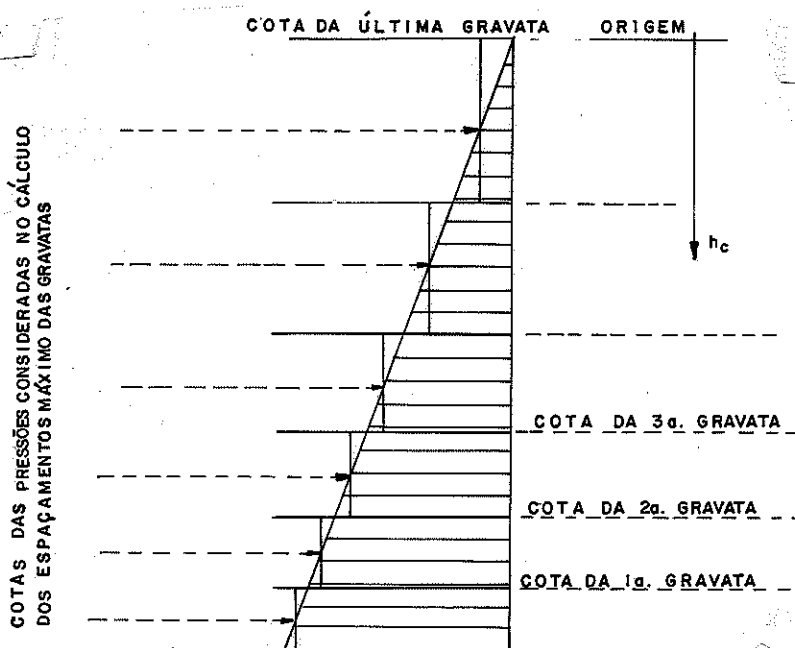


FIG. 41 - DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES

Com os dados anteriores, resulta a tabela 25.

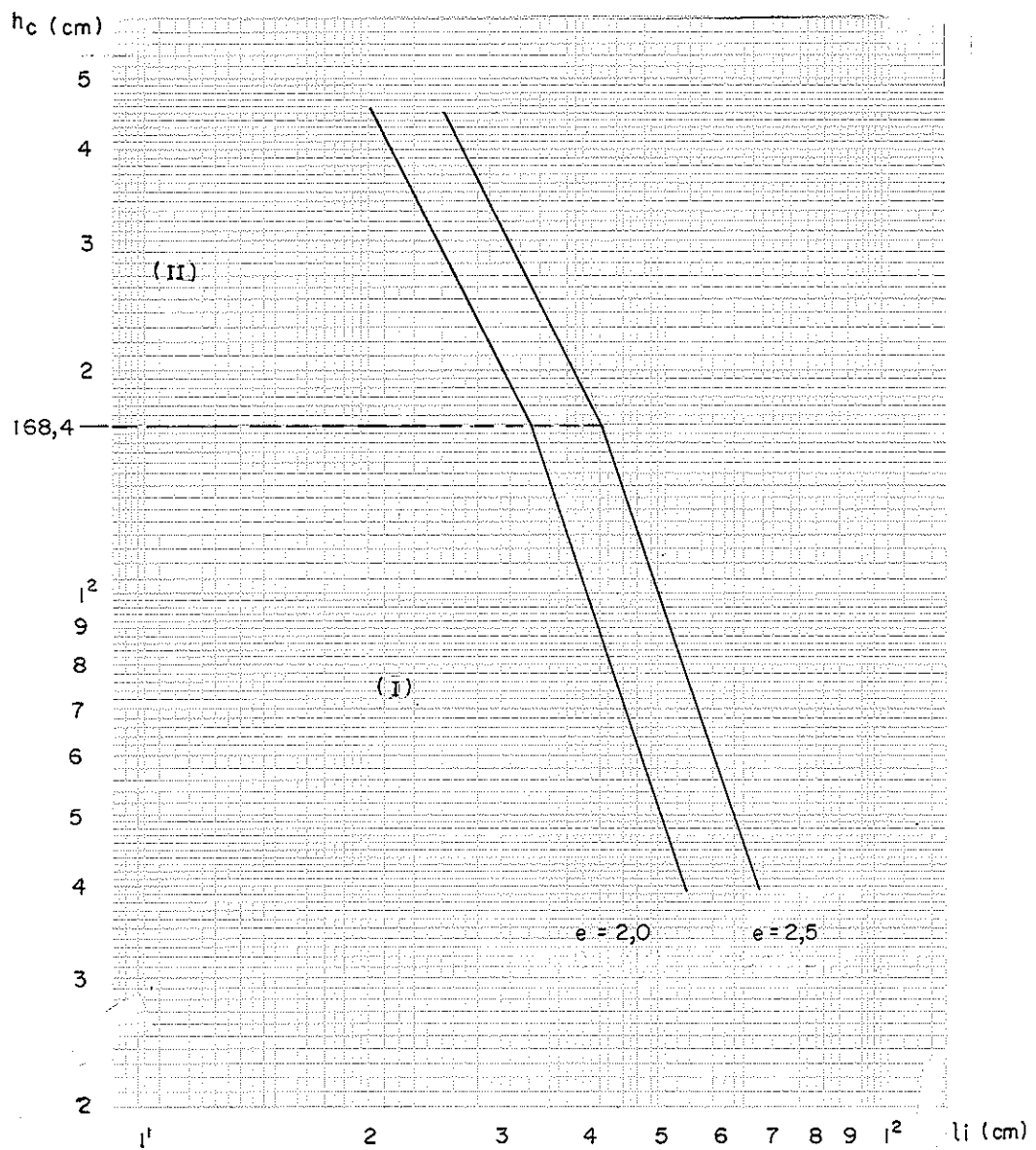
TAB. 25 - Espaçamentos entre Gravatas Progressivas (l_i) em Função da Espessura do Painel e da Altura do Concreto Armado.

EXPESSURA DO PAINEL VERTICAL DO PILAR			
e = 2,0 (cm)		e = 2,5 (cm)	
COTAS DAS GRAVATAS (cm)	VÃO (l_i) ENTRE GRAVATAS (cm)	COTAS DAS GRAVATAS (cm)	VÃO (l_i) ENTRE GRAVATAS (cm)
400,0	$l_1 - 21,8$	400,0	$l_1 - 27,4$
378,2	$l_2 - 22,5$	372,6	$l_2 - 28,4$
355,7	$l_3 - 23,2$	344,2	$l_3 - 29,7$
332,5	$l_4 - 24,1$	314,5	$l_4 - 31,1$
308,4	$l_5 - 25,0$	283,4	$l_5 - 32,9$
283,4	$l_6 - 26,2$	250,5	$l_6 - 35,2$
257,2	$l_7 - 27,6$	215,3	$l_7 - 38,4$
229,6	$l_8 - 29,3$	176,9	$l_8 - 42,5$
200,3	$l_9 - 31,6$	134,4	$l_9 - 47,5$
168,7	$l_{10} - 34,3$	86,9	$l_{10} - 58,2$
134,4	$l_{11} - 37,4$	28,7	$l_{11} - 28,7(75,0)$
97,0	$l_{12} - 43,0$	--	--
54,0	$l_{13} - 54,0 (5,9)$	--	--
0	-	--	---
E = 10323 MPa		$\bar{\sigma}_f = 8,53$ MPa	

Obs: Para outras espécies de madeira a serem utilizadas nos painéis verticais dos pilares, os valores tabelados devem ser recalculados pelo mesmo processo.

Para sistematizar o emprego das gravatas progressivas, pode-se montar uma mesa gabaritada facilitando a fixação das gravatas no painel de pilares com alturas inferiores a 4,0 metros.

Os valores dos espaçamentos progressivos podem ser também obtidos através do gráfico a seguir:



ZONA (I) : FLECHA É CRÍTICA
ZONA (II) : TENSÃO DE FLEXÃO É CRÍTICA

GRÁFICO 01 - ESPAÇAMENTOS DAS GRAVATAS PROGRESSIVAS DO PAINEL DO PILAR
CONSTITUÍDO DE TÁBUAS CONVENCIONAIS DE PINHO DO PARANÁ

Seja por exemplo o mesmo pilar de concreto armado utilizando painéis de chapas de madeira compensada com sarrafeamento, figura 39.

- Cálculo dos vãos progressivos (l_i) entre as gravatas do pilar, pela flecha admissível do painel, $\bar{f} = l/350$.

A rigidez do painel é obtida através das chapas de madeira compensada e dos sarrafos. O conjunto trabalha como simplesmente apoiado entre as gravadas.

$$\frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq \frac{l}{350} \quad \text{com}$$

$$J = J_c,$$

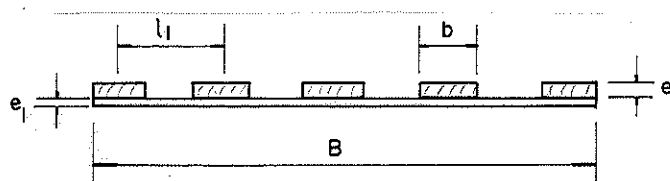


FIG. 42 - PAINEL TRABALHANDO EM CONJUNTO:
CHAPA - SARRAFO

figura 42,

sendo

J_c - Momento de inércia da seção composta,

$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot B$; tem-se:

$$l_i \leq \sqrt[3]{\frac{192 \cdot E \cdot J_c}{875 \cdot \gamma_c \cdot h_c \cdot B}} \quad \dots\dots\dots (I)$$

- Cálculo dos vãos progressivos (l_i) entre as gravatas do pilar, pela tensão de flexão do painel.

$$\frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{com} \quad M = \frac{p \cdot l^2}{8} ;$$

$J = J_c$ e $y = y_{cG}$; tem-se:

$$l_i \leq \sqrt{\frac{8 \cdot J_c \cdot \bar{\sigma}_f}{\gamma_c \cdot h_c \cdot y_{cG} \cdot B}} \quad \dots\dots\dots (II)$$

Analogamente ao cálculo anterior tem-se:

$$h_c = \frac{\left(\frac{8 \cdot \bar{\sigma}_f \cdot J_c}{\gamma_c \cdot B \cdot y_{cG}} \right)^3}{\left(\frac{192 \cdot E \cdot J_c}{875 \cdot \gamma_c \cdot B} \right)^2}$$

Para um painel de $B = 110$ cm, constituído de chapas de madeira compensada de 10 mm de espessura, sarrafeadas a cada $\ell_1 = 20$ cm com peças de $(2,5 \times 10,0)$ cm², resulta:

$$y_{cG} = 1,99 \text{ cm} ; \quad J_c = 281,64 \text{ cm}^4 \quad e \quad h_c = 82,0 \text{ cm.}$$

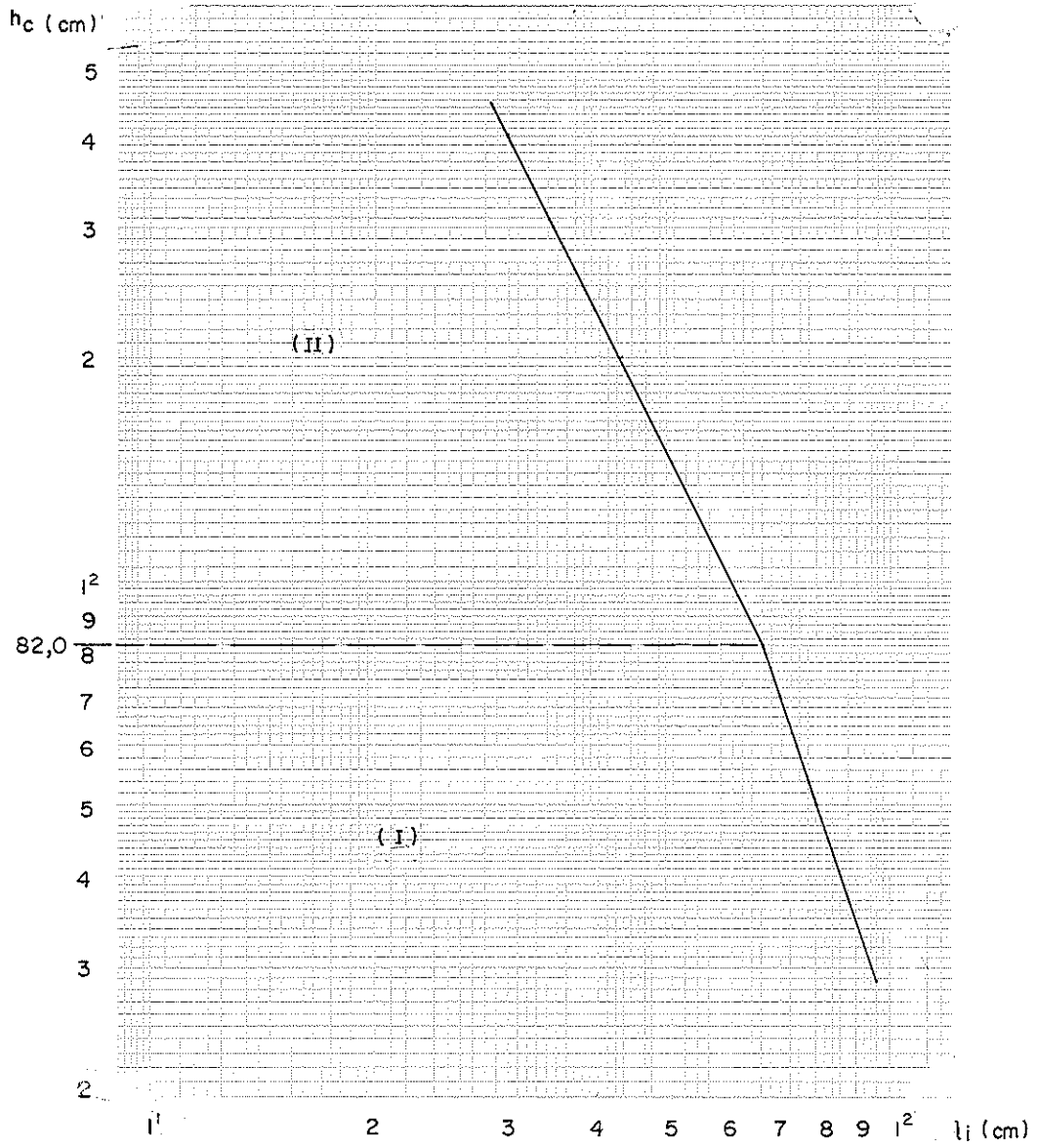
Com os dados anteriores, resulta a tabela 26.

TAB 26 - Espaçamento entre Gravatas Progressivas (ℓ_i) para Painel do Pilar de seção Composta, Figura 42.

COTAS DAS GRAVATAS (cm)	VÃO (ℓ_i) ENTRE GRAVATAS (cm)
400,0	ℓ_1 - 30,5
369,5	ℓ_2 - 31,8
337,7	ℓ_3 - 33,4
304,3	ℓ_4 - 35,3
269,0	ℓ_5 - 37,8
231,2	ℓ_6 - 41,1
190,1	ℓ_7 - 46,1
144,0	ℓ_8 - 54,8
89,2	ℓ_9 - 74,5
14,7	ℓ_{10} - 14,7 (117,2)
0	

Obs: Para outra composição do painel do pilar, os valores tabelados devem ser recalculados pelo mesmo processo.

Os valores dos espaçamentos progressivos podem ser também obtidos através do gráfico a seguir.



ZONA (I) : FLECHA É CRÍTICA
ZONA (II) : TENSÃO DE FLEXÃO É CRÍTICA

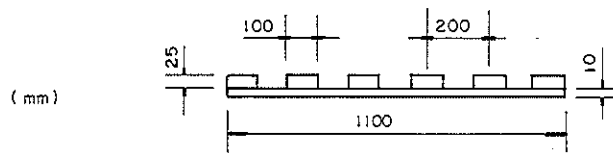


GRAFICO 02 - ESPAÇAMENTOS DAS GRAVATAS PROGRESSIVAS DO PAINEL DO PILAR CONSTITUÍDO POR CHAPAS DE MADEIRA COMPENSADA ENRIGECIDAS POR SARRAFOS

- Cálculo das gravatas

As gravatas dos pilares podem ser constituídas por caibros, vigotas e vigas compostas, figura 43. Cada tipo de gravata é utilizada conforme a necessidade e disponibilidade do material.

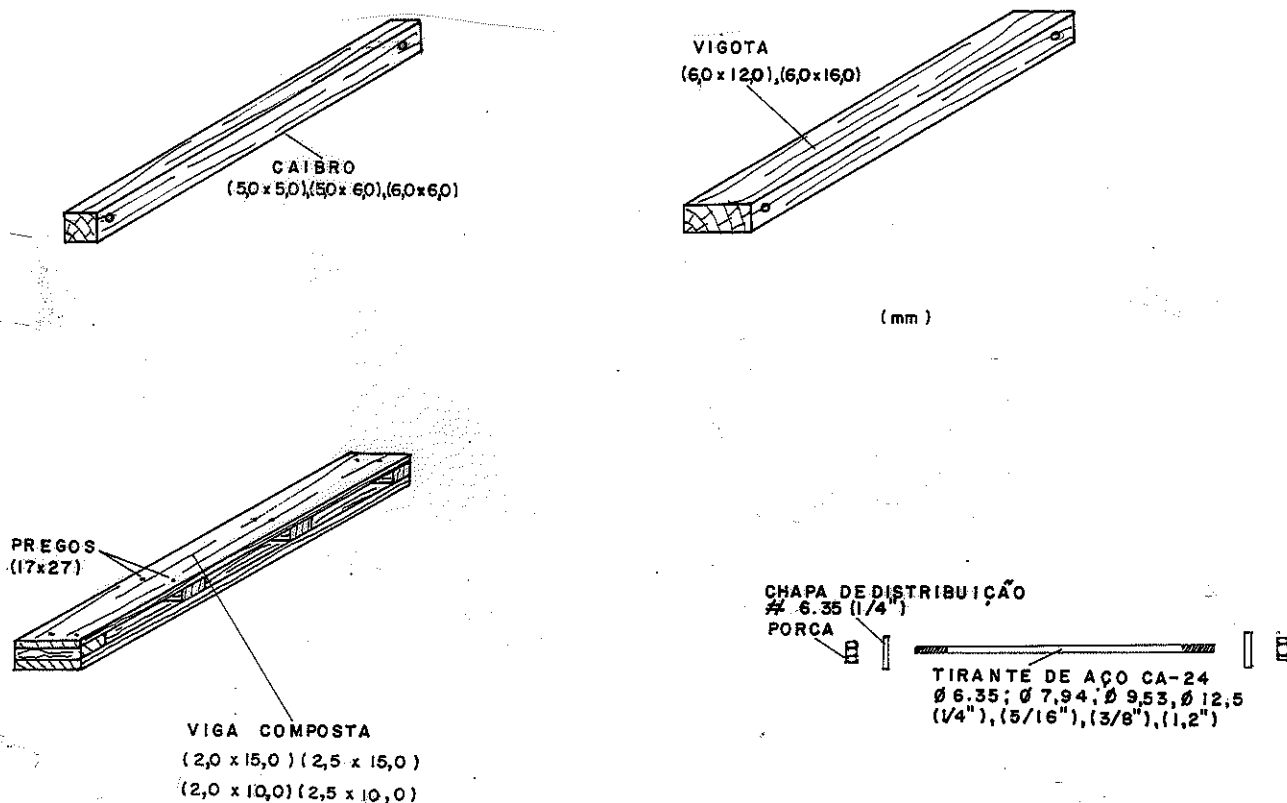


FIG. 43 - ELEMENTOS DE MADEIRA UTILIZADOS NAS GRAVATAS

As gravatas são dimensionadas através da resistência e flecha admissível, com carregamento agindo na área de influência da gravata.

Pode-se adotar um dos tipos de gravata e determinar a máxima distância entre os apoios necessária para a gravata resistir aos esforços. Desta forma, obtêm-se o número de apoios intermediários por gravata.

Como as gravatas são espaçadas progressivamente em função da resistência e da flecha admissível do painel, a área de influência de carregamento de cada gravata também varia, tornando indispensável a verificação simultânea da resistência à flexão e da flecha admissível de cada gravata.

- Cálculo das gravatas progressivas através da tensão de flexão.

$$\frac{M}{J} \cdot y \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{com} \quad M = \frac{p \cdot \ell^2}{8} ;$$

$$J = \frac{e \cdot b^3}{12} \quad \text{e} \quad y = \frac{b}{2} \quad , \quad \text{tem-se:}$$

$$\ell \leq \sqrt{\frac{4 \cdot \bar{\sigma}_f \cdot e \cdot b^2}{3 \cdot p}} \dots\dots\dots (I)$$

para,

$$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot \ell_{inf} ;$$

h_c - altura do concreto na cota da gravata.

- Cálculo das gravatas progressivas através da flecha admissível, $\bar{f} = \ell/350$.

$$\frac{5 \cdot p \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq \frac{\ell}{350} ;$$

$$\ell \leq \sqrt[3]{\frac{16 \cdot E \cdot e \cdot b^3}{875 \cdot p}} \dots\dots\dots (II)$$

Igualando as expressões (I) e (II), tem-se:

$$p = \frac{\left(\frac{4 \cdot \bar{\sigma}_f \cdot e}{3}\right)^3}{\left(\frac{16 \cdot E \cdot e}{875}\right)^2}$$

Para o carregamento na gravata superior a "p", obtido pela expressão anterior, deve-se calcular a gravata pela expressão (I) e para o carregamento na gravata inferior a "p", deve-se calcular a gravata pela expressão (II).

Para uma gravata de Pinho do Paraná de seção transversal (5,0 x 6,0) cm², tem-se:

$$p = 2,06 \text{ N/mm}$$

Utilizando-se o mesmo pilar do exemplo anterior, constituído de tábuas de Pinho do Paraná de 2,5 cm de espessura e gravatas de (5,0 x 6,0) cm² com distância entre apoios extremos de 105 cm, tem-se a tabela 27..

TAB 27- Número de Apoios Internos Equidistantes nas Gravatas

PAINEL DO PILAR DE TÁBUAS DE PINHO DO PARANÁ DE 2,5 cm DE ESPESSURA E GRAVATAS DE (5,0 x 6,0) cm ² DA MESMA ESPÉCIE				
Cota da Gravata (cm)	ℓ_{inf} (cm)	P N/mm	$\ell_{m\grave{a}x}$ (cm)	Número de Apoios Internos
400,0	13,7	13,4	39,1	2
372,6	27,9	25,5	28,3	3
344,2	29,1	24,6	28,8	3
314,5	30,4	23,5	29,5	3
283,4	32,0	22,2	30,4	3
250,5	34,1	21,0	31,2	3
215,3	36,8	19,4	32,5	3
176,9	40,5	17,6	34,1	3
134,4	45,0	14,8	37,2	2
86,9	52,9	11,3	42,6	2
28,7	43,5	3,1	81,3	1

- Cálculo dos tirantes

Os tirantes de aço são dimensionados em função da área de influência do carregamento.

$$R_A = \frac{p \cdot \ell}{2} ; R_B = p \cdot \ell \text{ , figura 44.}$$

para, $p = \gamma_c \cdot h_c \cdot \ell_{inf}$

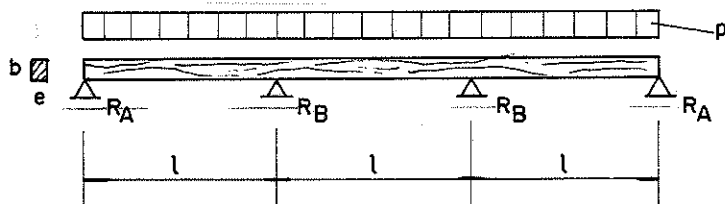


FIG. 44 - DISPOSIÇÃO DOS APOIOS DE UMA GRAVATA

$$\frac{R}{S_1} = \leq \bar{\sigma} \quad \text{com} \quad S_1 = \frac{\pi(0,8\delta)^2}{4} \quad \text{para, } \bar{\sigma} = 137,68 \text{ MPa}$$

Como os tirantes de aço são totalmente reaproveitáveis, padronizam-se as bitolas visando facilitar a operação.

Para os dados anteriores, resulta:

$$\delta \geq 0,70 \text{ cm nas posições de } R_A ,$$

$$\delta \geq 0,98 \text{ cm nas posições de } R_B .$$

Com os resultados anteriores, adota-se:

$$\delta = 0,79 \text{ em (5/16") nas posições de } R_A$$

$$\delta = 0,95 \text{ mm (3/8") nas posições de } R_B \text{ (aceitável)}$$

7.3.2 - Caso Particular

O processo de cálculo para formas de pilares apresentado está baseado na hipótese de os elementos serem estruturalmente independentes. Os painéis verticais dos pilares recebem carga triangularmente distribuída devida apenas ao concreto. Assim, o peso das formas das vigas não é considerado sobre as formas dos pilares, supondo existirem pontaletes em número suficiente para resistir a este carregamento.

No caso dos painéis verticais dos pilares receberem uma parcela de carga das formas das vigas, os espaçamentos entre as gravatas devem ser corrigidos considerando o efeito da flexo-compressão nos painéis.

$$\sigma = \frac{P}{S_1} + \frac{M}{W} \leq \bar{\sigma}_{fc}$$

Como se tratam geralmente de peças intermediárias;

$$(40 < \lambda < \lambda_0)$$

$$\bar{\sigma}_{fc} = \bar{\sigma}_{fla} + (\bar{\sigma}_f - \bar{\sigma}_{fla}) \epsilon, \text{ segundo a NB-11, item 57-b.}$$

$$\epsilon = \frac{\bar{\sigma}_f}{\bar{\sigma}_{fc}} = \frac{M/W}{M/W + P/S_1}$$

Para valores pequenos de $N/S_1 \rightarrow \epsilon \approx 1$. Neste caso considerando $\bar{\sigma}_{fc} \approx \bar{\sigma}_f$, tem-se a expressão de correção dos espaçamentos entre as gravatas.

$$l_{fc} = l_f \cdot \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_f \cdot S_1 - P}{S_1 \cdot \bar{\sigma}_f}}$$

para,

l_{fc} - vão entre gravatas pela flexo-compressão;

l_f - vão entre gravatas pela flexão;

P - carga concentrada proveniente da viga;

S_1 - seção transversal do painel que apoia a forma da viga.

7.3.3 - Experimentação das Formas de Pilares Constituídas de Acordo com a Sugestão Apresentada no Presente Trabalho

Visando a verificação qualitativa do desempenho das formas de pilares construídos com espaçamento progressivo de gravatas, foi montado um ensaio em escala natural aproveitando a construção de um pilar de concreto armado de seção $(25 \times 100) \text{ cm}^2$ e 4,0 m de altura.

O material utilizado foi constituído de sarrafos de Pinho do Paraná $(2,0 \times 4,0) \text{ cm}^2$, chapas de madeira compensada de espessura igual a 8 mm e caibros de $(5,0 \times 6,0) \text{ cm}^2$ disponíveis no LaMEM na época da montagem do ensaio.

O esquema da forma é apresentado nas figuras 45, 46 e 47, ilustrando todos os detalhes de montagem.

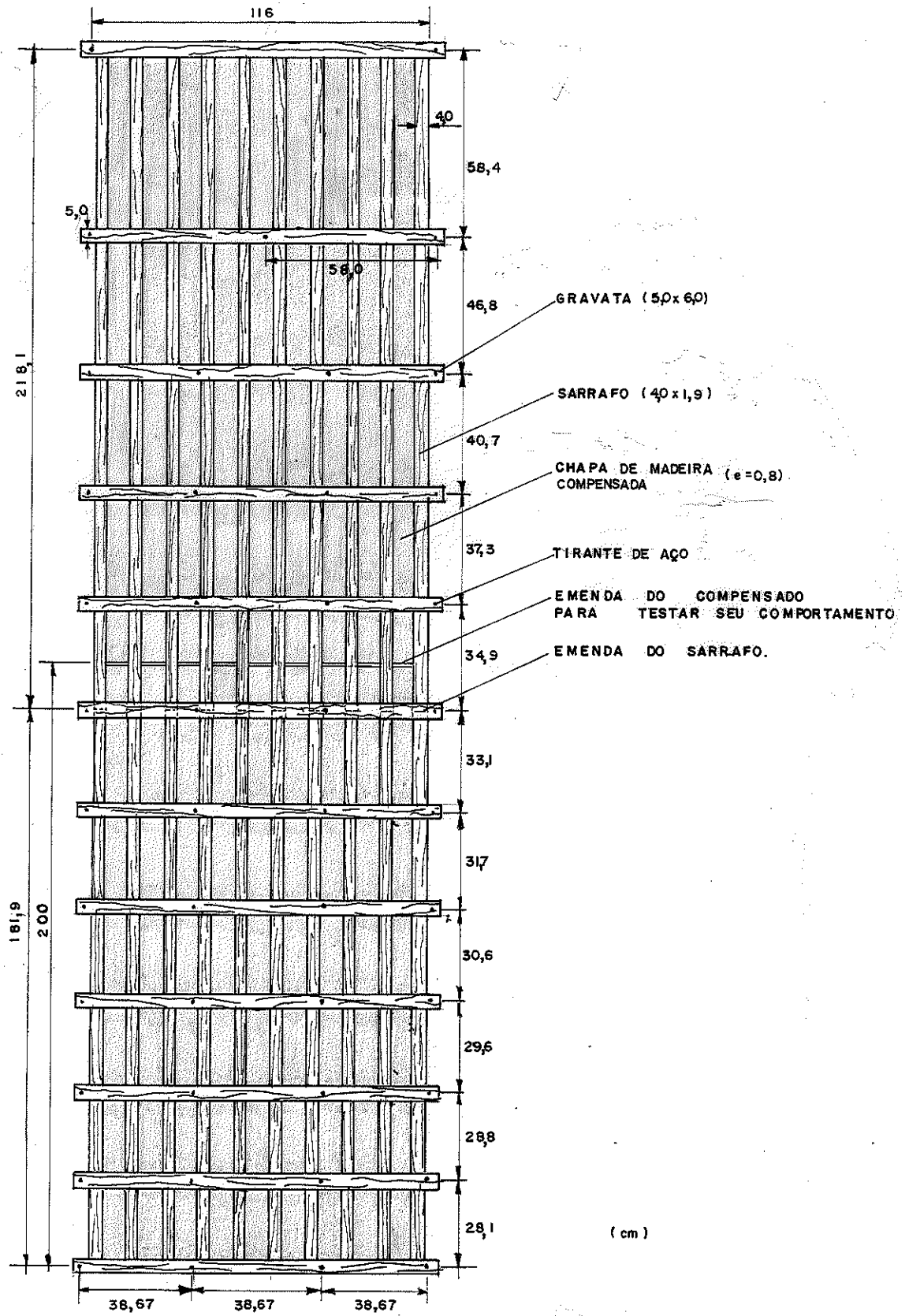


FIG. 45 - VISTA DA FORMA MODULADA DO PILAR COM GRAVATAS PROGRESSIVAS

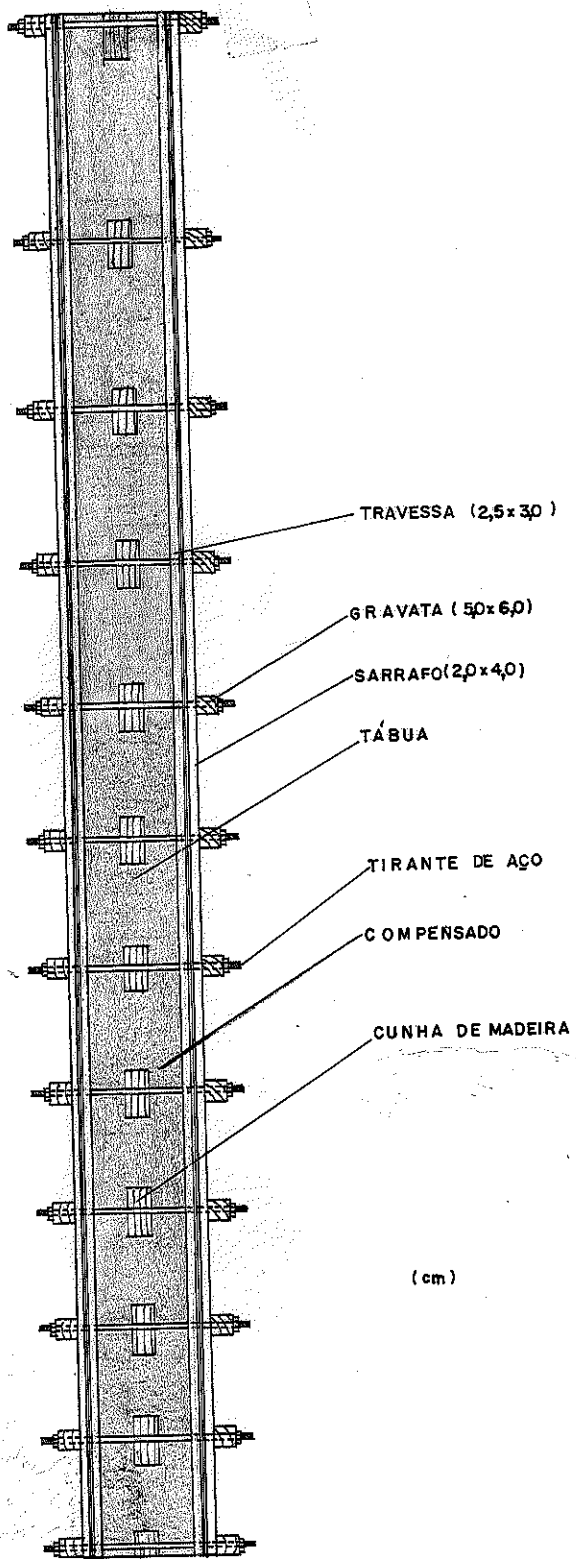


FIG. 46 - VISTA

PROGRESSIVAS

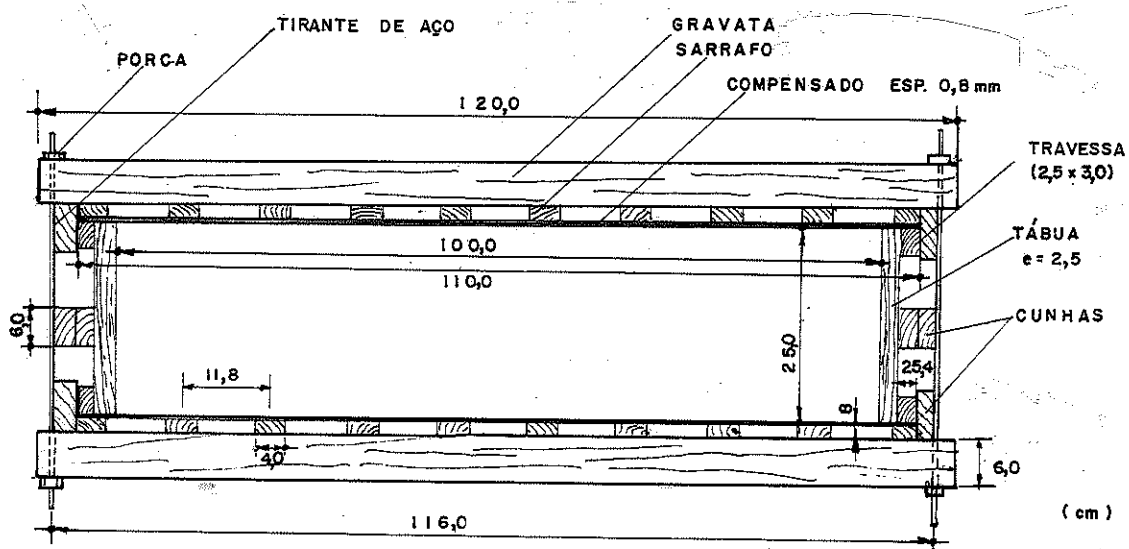


FIG.47 - VISTA SUPERIOR DA FORMA MODULADA DO PILAR COM GRAVATAS PROGRESSIVAS

As formas do pilar tem pequenas diferenças em relação ao sistema proposto, para verificar eventuais alterações, possíveis de ocorrerem na prática.

Nota-se a colocação da emenda da chapa de madeira compensada fora da posição de uma gravata, figura 45, indispensável para o painel trabalhar em conjunto, chapa - sarrafos. Foram retirados alguns tirantes internos, aleatoriamente ao longo do painel.

Estas diferenças foram planejadas afim de não prejudicarem a concretagem do pilar em execução, apesar de serem facilmente detectados os defeitos no concreto final. Estas variações não seriam recomendadas na prática, pois provocam deformações excessivas nos elementos constituintes da forma do pilar.

7.3.3.1 - Determinação dos Vãos Progressivos para a Forma Ensaída

A determinação dos espaçamentos foi tomada através da expressão das deformações ao longo de todo o painel. Até uma determinada altura do pilar, a resistência do painel predomina sobre a flecha admissível, $\bar{f} = l/350$, mas considerando o coeficiente de segurança indicado pela NB-11 para peças fletidas de madeira, foi possível determinar, pelas flechas, os vãos progressivos, sem provocar

ruptura do painel.

Optou-se, portanto, por verificar apenas o problema das flechas entre as gravatas.

Os vãos progressivos foram determinados pela expressão:

$$l_i \leq \sqrt[3]{\frac{192 \cdot E \cdot J_c}{875 \cdot \gamma_c \cdot h_c \cdot B}}$$

Para os dados do ensaio com $J_c = 101,8791 \text{ cm}^4$, resultou a tabela 28.

TAB 28- Determinação dos Espaçamentos das Gravatas para a Forma Ensaída.

COTA DAS GRAVATAS (cm)	l_i (cm)
400,0	$l_1 - 28,1$
371,9	$l_2 - 28,8$
343,1	$l_3 - 29,6$
313,5	$l_4 - 30,6$
282,9	$l_5 - 31,7$
251,2	$l_6 - 33,1$
218,1	$l_7 - 34,9$
183,2	$l_8 - 37,3$
145,9	$l_9 - 40,7$
105,2	$l_{10} - 46,8$
58,4	$l_{11} - 64,4 (58,4)$

7.3.3.2 - Dimensionamento das Gravatas, para a Forma Ensaída

As gravatas utilizadas foram de caibros de (5,0 x 6,0) cm^2 de Peroba Rosa.

Os apoios intermediários foram determinados pela expressão:

$$l \leq \sqrt[3]{\frac{16 \cdot E \cdot e \cdot b^3}{875 \cdot p}}$$

para,

$$p = \gamma_c \cdot h_c \cdot l_{inf}$$

Com os dados anteriores, resultou a tabela 29.

TAB 29 - Determinação do Número de Tirantes Internos, nas Gravatas

COTA DAS GRAVATAS (cm)	l_{inf} (cm)	P (N/mm)	l_{max} (cm)	NÚMERO DE TIRANTES INTERNOS
400,0	14,0	13,73	529,5	2
371,9	28,5	25,99	428,0	2
343,1	29,2	24,57	436,1	2
313,5	30,1	23,14	445,0	2
282,9	31,2	21,65	455,0	2
251,2	32,4	19,96	467,0	2
218,1	34,0	18,19	482,0	2
183,2	36,1	16,22	501,0	2
145,9	39,0	13,95	527,0	2
105,2	43,7	11,27	565,0	2
58,4	27,6	3,95	802,0	1
29,2	29,2	2,09	992,0	Não foi colocado

7.3.3.3 - Dimensionamento dos Tirantes da Forma Ensaída

As cargas distribuem-se normalmente sobre as gravatas solicitando os tirantes em função do comprimento de influência. Desse modo:

$\delta = 0,79$ cm (5/16") nos tirantes de extremidade e

$\delta = 0,95$ cm (3/8") nos tirantes internos.

7.3.3.4 - Comentários sobre os Resultados

Observando atentamente o conjunto no instante da concretagem, verificou-se ótimo comportamento dos detalhes de ligação mes

mo tendo sido utilizados potentes vibradores.

Analisando as alterações construtivas, constatou-se: a emenda da chapa de madeira compensada, não coincidente com a gravata, apresentou vazamento de nata de concreto; ocorreu também deformação excessiva no concreto. Através das cunhas, os tirantes puderam impedir as deformações dos painéis menores, causando surpresa. A falta de alguns tirantes internos provocou flecha excessiva nas gravatas, e, conseqüentemente, também nos painéis.

A desforma foi bastante simples, os painéis soltaram - se facilmente sem qualquer necessidade de reparos no material.

O concreto mostrou-se de boa qualidade podendo ser utilizado como concreto aparente para os diversos fins.

Mesmo tendo sido tomados dados quantitativos no ensaio, de maior importância se mostraram as verificações qualitativas do desempenho do sistema sugerido, confirmando-se sua funcionalidade e economia, recomendando-o para utilização imediata na construção de pilares de concreto armado.

7.3.3.5 - Fotos do Ensaio



Foto 1 - Vista da Forma do Pilar antes da Concretagem



Foto 2 - Vista Geral no Instante da Concretagem

Foto 3 - Detalhe do Painei com Gravatas Progressivas





Foto 4 - Vista Geral da Forma do Pilar após a Concretagem

B I B L I O G R A F I A

- AMERICAN INSTITUTE OF TIMBER CONSTRUCTION - Timber construction manual. 2.ed. New York, John Wiley & Sons, 1974.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - Formas de madeira para concreto armado em edifícios comuns. São Paulo, ABCP, 1981. p.385-446. (Boletim Técnico, nº 50). (Reimpressão).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Projeto e execução de obras de concreto armado - NB-1. Rio de Janeiro, ABNT, 1978.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Cálculo e execução de estruturas de madeira - NB - 11. Rio de Janeiro, ABNT, 1951.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Cálculo e execução de estruturas de aço - NB-14. Rio de Janeiro, ABNT, 1968.
- BETON - KALENDER - Taschenbuch für beton - stahlbeton - und spannbetonbau sowie die verwandten fächer. Berlin, Verlag von Wilhelm Ernest & Sohn, 1976. V.2
- BOLTSHAUSER, J - História da arquitetura. Belo Horizonte, Escola de Arquitetura da UFMG, 1968. v.I, II, III.
- CRANE, THEODORE - Architetural construction. New York, John Wiley & Sons, 1955.
- DURIEZ, M - Traité de meteriaux de construction. Paris, Dunod, 1950.
- GIORDANO, GUGLIELMO - La moderna tecnica delle costruzioni in legno. 3. ed. Rev. e Ampl. Milão, Ulrico Hoepli, 1964. v.1-2.
- GOLTZ, ERWIN - Der Zimmerlehrling. Berlin, Erich Schmidt Verlang, 1949. v.2.
- GRINÁN, JOSÉ - Encofrados. 2.ed. Barcelona, CEAC, 1964. 203 p.
- GROPIUS, Water - Alcances de la arquitetura integral. Buenos Aires, Ediciones de la ISLA, 1959.

- HALÁSZ, Robert Von -Holzbau - Taschenbuch. Berlin, Verlag von Wilhelm Ernest & Sohn, 1974. 759 p.
- HELLMEISTER, J.C.; LAHR, F.A.R.; REQUENA, J.A.V - Cimbramento de madeira para edifícios com estrutura de concreto armado. In: Jornadas Sul/Americanas de Engenharia Estrutural, 21., Rio de Janeiro, 4 a 9 de maio de 1981. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 1981. 231-267.
- HELLMEISTER, J.C. - Sobre a determinação das propriedades físicas da madeira São Carlos, EESC-USP, 1982. 119 p. (Reimpressão).
- HELLMEISTER, J.C. - Estruturas de madeira. 2.ed. 4. Reimpr. Rev. e Corrig. São Carlos, EESC-USP, 1977. 113p. (Notas de Aula).
- KARLSEN, G.G. - Wooden structures. Moscou, Mir Publishers, 1967. 638p.
- KRESS, Fritz - Der Praktische Zimmerer: Einführung in die arbeiten der zimmerei. 6.ed.. Tübingen, Otto Maier Verlag Ravensburg, Nov. 1949. 208p.
- LANGENDONCK, Telemaco Von - Cálculo de concreto armado. 2.ed. São Paulo, Associação Brasileira de Cimento Portland., 1954. v.1.
- MORAES DE LOS RIOS, F.A. - Teoria e filosofia da arquitetura. Rio de Janeiro, Editora A Noite, 1955.
- MORSCH, E. - Teoria y práctica del harmigon armado. Version del Aleman por M. Company. Buenos Aires, G. Gili, 1952. v.3-4.
- MURDOCK, L.J. - Concrete materials and practice. Londres, Edward Arnold, 1948. 328p.
- NATIONAL FOREST PRODUCTS ASSOCIATION - Design of wood formwork for concrete structures. Washington, NFPA, 1961. 18p. (Wood Construction data, nº 3)
- OLIVEIRA, H.M. - Materiais para concreto armado. São Paulo, Escola Politécnica - USP, 1965.
- ORLANDI, S.A.F. - Arquitetura a construção. Tese de Catedra. São Paulo, 1966

- PFEIL, Walter - Estruturas de madeira. Rio de Janeiro, UFRJ, 1978. (Reim -
pressão).
- REQUENA, J.A.V. - Cimbramento de madeiras para edifícios. Trabalho de Inicia-
ção Científica - Orientação de HELLMEISTER, J.C. - CNPq. São Carlos, EESC-
USP, 1978/79. Relatórios 1 e 2.
- RICHARDSON, J.G. - Practical formwork and mould construction. London, C. R.
Books, 1962. 220p.
- SANTOS, A.F. - Estruturas metálicas - Projetos e detalhes para fabricação. 3.ed.
São Paulo. MacGraw - Hill, 1977.
- SCHIEL, Frederico - Introdução à resistência dos materiais. São Carlos, EESC-USP
1976.
- SCHIMIDT, KARL - Die Baugerüste: Arbeits - und schutz gerüste im hochbau.
München, Verlag, Hermann Rinn, 1949. 352p.
- SNOW, Frederick - Formwork for modern structures. Londres, chapman and hall,
1965. 128p.
- ULREY, Harry F. - Carpenters and builders library. nº 1. Indiana Ed. Theodo-
re audel & CO, 1970.
- VIOLLET, G.M. - Le - Duc - História de la habitation humana. Buenos Aires, Edi-
torial Victor Lepu, 1945.

