

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

APLICAÇÃO DA PRÉ-MOLDAGEM NA CONSTRUÇÃO
DE GALPÕES EM CONCRETO : EXEMPLO DE UM
GALPÃO COM COBERTURA EM DENTE DE SERRA

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

ENG. ARMANDO LOPES MORENO JUNIOR

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

ORIENTADOR:
PROF. DR. MOUNIR KHALIL EL DEBS

JANEIRO 1992

Aos queridos pais,
Armando e Maria Maura,
meu reconhecimento eterno.

AGRADECIMENTOS

À minha esposa, Rosângela, e ao meu filho, Gabriel, pela compreensão e colaboração nas horas privadas de minha companhia.

Ao Prof. Dr. Mounir Khalil El Debs que, com disponibilidade, capacidade e experiência, orientou este trabalho.

Ao Prof. Flávio Oliveira Costa, a quem devo minha formação profissional. Obrigado pelo incentivo constante e amizade sincera.

Aos Professores e Funcionários da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP que, de uma forma ou de outra, incentivaram e/ou colaboraram na execução deste trabalho.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo a apresentação da metodologia de projeto, concepção e dimensionamento, para galpões pré-moldados em concreto.

De forma a familiarizar o leitor com o assunto em pauta, são apresentados, inicialmente, alguns conceitos fundamentais, acompanhados de exemplos de estruturas de galpões pré-moldados em concreto.

Através de uma proposta construtiva para execução de um galpão com cobertura "tipo shed", as etapas de concepção, fabricação, elevação e montagem de galpões pré-moldados em concreto são pormenorizadas e exemplificadas.

Concebidos, cada elemento estrutural do galpão exemplo e respectivas ligações, têm suas armações dimensionadas e detalhadas.

Por fim, visando comparações futuras com trabalhos similares, são apresentados índices construtivos: consumo de concreto e aço por metro quadrado de área coberta do galpão exemplo.

ABSTRACT

In this paper a design methodology, conception and evaluation of precast concrete hangar is developed.

Fundamental concepts and examples of precast concrete structures of hangars, are presented.

The design, fabrication and erection of precast concrete hangars are detailed and shown through an example of hangar with a shed roof.

Once the structure is defined, each structural element and its joints are evaluated and detailed in relation to the reinforcement.

Finally, concrete and steel consumption rates are presented to allow future comparisons.

LISTA DE SÍMBOLOS USADOS NESTE TRABALHO

A notação empregada foi, na sua maioria, a mesma da NBR 6118 [1], NBR 6123 [2], NBR 8681 [3], NBR 9062 [4] e a do SAP90 [24,25,26]. No que difere às Normas citadas, são relacionados abaixo alguns símbolos utilizados neste trabalho:

β_x	- coeficiente adimensional que fixa a posição da linha neutra (x/d)
ϕ	- diâmetro de uma barra de aço
ϕ_l	- diâmetro da barra de aço longitudinal
ϕ_t	- diâmetro da barra de aço transversal
γ	- distância do apoio esquerdo da viga até o ponto de cálculo do deslocamento vertical da viga
μ_x	- momento fletor relativo adimensional, em torno do eixo \overline{yy}
μ_y	- momento fletor relativo adimensional, em torno do eixo \overline{xx}
$\tau_{wd, \text{máx}}$	- valor máximo da tensão convencional de cisalhamento, de cálculo, com o qual a área da seção transversal da armadura de cisalhamento corresponde à adotada como armadura mínima.
A_{90}	- área da seção transversal das barras da armadura transversal de torção
A_{sf}	- área da seção transversal das barras da armadura de flexão
A_{sh}	- área da seção transversal da armadura horizontal, em anel, no topo das paredes do cálice de fundação

$\left[\frac{A_s}{s} \right]$ costura	- área da seção transversal da armadura transversal de costura, nos consolos
A_{sl}	- área da seção transversal das barras da armadura longitudinal final, resultado da soma de A_{sf} e A_{sto}
$A_{sl,el}$	- área da seção transversal das barras da armadura longitudinal obtida com os esforços de elevação
A_{ss}	- área da seção transversal da armadura de suspensão
A_{st}	- área da seção transversal das barras da armadura transversal final, resultado da soma de A_{sw} e A_{90}
$A_{s,tirante}$	- área da seção transversal da armadura longitudinal principal dos consolos
A_{sto}	- área da seção transversal das barras da armadura longitudinal de torção
A_{sv}	- área da seção transversal da armadura vertical das paredes do cálice de fundação
$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]$	- área da seção transversal das barras da armadura de cisalhamento, por unidade de comprimento
$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]$ adotada	- área adotada da seção transversal das barras da armadura de cisalhamento, por unidade de comprimento
$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]$ mín	- área mínima da seção transversal das barras da armadura de cisalhamento, por unidade de comprimento

$A_{st,el}$	- área da seção transversal das barras da armadura transversal obtida com os esforços de elevação
a	- distância de aplicação de $H_{o,d}$ em relação à seção de engastamento das paredes do cálice
c	- distância do apoio esquerdo da viga até o ponto de aplicação do carregamento concentrado
d_i	- espessura parede do cálice de fundação
$e_{2,x}$	- excentricidade de segunda ordem, no eixo \overline{xx} , paralelo à menor dimensão da seção transversal do pilar
$e_{2,y}$	- excentricidade de segunda ordem, no eixo \overline{yy} , paralelo à maior dimensão da seção transversal do pilar
$e_{a,x}$	- excentricidade accidental, no eixo \overline{xx}
$e_{a,y}$	- excentricidade accidental, no eixo \overline{yy}
$e_{i,x}$	- excentricidade inicial, no eixo \overline{xx}
$e_{ix,f}$	- excentricidade inicial, no eixo \overline{xx} , em relação à extremidade do pilar, denominada final
$e_{ix,i}$	- excentricidade inicial, no eixo \overline{xx} , em relação à extremidade do pilar, denominada inicial
$e_{i,y}$	- excentricidade inicial, no eixo \overline{yy}
$e_{iy,i}$	- excentricidade inicial, no eixo \overline{yy} , em relação à extremidade do pilar, denominada inicial
e_s	- excentricidade do esforço normal em relação ao centro de gravidade da armadura tracionada
e_x	- excentricidade de uma força normal no eixo \overline{xx}
e_y	- excentricidade de uma força normal no eixo \overline{yy}

$H_{o,d}$	- esforço normal, horizontal, aplicado nas paredes do cálice de fundação
H_A	- reação de apoio horizontal da viga do shed no banzo superior da vierendel
H_B	- reação de apoio horizontal da viga do shed no banzo inferior da vierendel
h_1	- altura externa da parede do cálice de fundação
h_x	- dimensão do pilar paralela a um eixo $\bar{x}\bar{x}$, paralelo à menor dimensão da seção transversal do pilar
h_y	- dimensão do pilar paralela a um eixo $\bar{y}\bar{y}$, paralelo à maior dimensão da seção transversal do pilar
L_{eng}	- profundidade da parede do cálice de fundação
$M_{máx}$	- momento fletor máximo
M_{perm}	- momento fletor correspondente à ações permanentes
M_{vento}	- momento fletor correspondente à ações de vento
P	- carregamento concentrado
p	- carregamento uniformemente distribuído, por unidade de área ou de comprimento
S_i (i = 1 a 4)	- coeficiente que leva em conta as "condições de serviço", no cálculo do Fator de Iluminação Natural, em serviço
V_A	- reação de apoio vertical da viga do shed no banzo superior da vierendel
V_B	- reação de apoio vertical da viga do shed no banzo inferior da vierendel

CONTEÚDO

1. INTRODUÇÃO -----	01
1.1. PRÉ-FABRICAÇÃO E PRÉ-MOLDAGEM -----	01
1.2. IMPORTÂNCIA DA PRÉ-MOLDAGEM -----	02
1.3. A PRÉ-MOLDAGEM APLICADA A GALPÕES -----	02
1.4. OBJETIVOS DO TRABALHO -----	03
2. SISTEMAS CONSTRUTIVOS PARA GALPÕES EM CONCRETO PRÉ - MOLDADO -----	04
2.1. GENERALIDADES -----	04
2.1.1. Construções Lineares ou Superficiais -----	04
2.1.2. Construções em esqueleto ou por Paredes Portantes -----	04
2.1.3. Sistemas em Esqueleto de Alma Cheia ou por Elementos Treliçados -----	05

2.2.	TIPOLOGIA DO PÓRTICO ESQUELETO -----	06
2.3.	CONSTRUÇÕES LINEARES EM ESQUELETO COM ELEMENTOS RETOS UNIDOS PELOS NÓS -----	10
2.4.	CONSTRUÇÕES LINEARES EM ESQUELETO FORMADO POR PÓRTICOS INTEIROS -----	11
2.5.	CONSTRUÇÕES LINEARES EM ESQUELETO FORMADO POR ELEMENTOS RETOS APORTICADOS -----	12
2.6.	SISTEMAS CONSTRUTIVOS UTILIZANDO ELEMENTOS TRELIÇADOS EM CONCRETO ARMADO -----	14
2.7.	EXEMPLOS DE GALPÕES LINEARES PRÉ-MOLDADOS EM CONCRETO -----	16
2.7.1.	Galpões Lineares em Esqueleto Formado por elementos retos unidos pelos nós -----	16
2.7.2.	Galpões Lineares em Esqueleto Formado por Pórticos Inteiros -----	21
2.7.3.	Galpões Lineares em Esqueleto Formado por Elementos Retos Aporticados -----	25
2.7.4.	Galpões Lineares em Esqueleto Formado por Elementos Trelaçados -----	28
2.8.	CONSIDERAÇÕES FINAIS -----	28
3.	PROPOSTA CONSTRUTIVA DE UM GALPÃO PRÉ - MOLDADO EM CONCRETO ARMADO COM COBERTURA EM "SHED"-----	36
3.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS -----	36
3.2.	PROPOSTA CONSTRUTIVA -----	36
3.2.1.	Características do Projeto -----	36
3.2.2.	Proposta Inicial -----	37

3.2.3.	Dimensões Propostas para os Elementos -----	40
3.2.3.1.	Considerações Iniciais -----	40
3.2.3.2.	Pilar e Viga do Shed -----	40
3.2.3.3.	Viga Vierendel -----	42
3.2.3.4.	Terças -----	43
3.3.	ILUMINAÇÃO NATURAL E ORIENTAÇÃO DO GALPÃO -----	44
3.4.	FABRICAÇÃO DOS ELEMENTOS -----	44
3.4.1.	Considerações Iniciais -----	44
3.4.2.	Fabricação do Pilar e Viga do Shed -----	45
3.4.2.1.	Opções para Fabricação -----	45
3.4.2.2.	Opção Escolhida -----	46
3.4.3.	Fabricação da Vierendel -----	46
3.4.3.1.	Opções para Fabricação -----	46
3.4.3.2.	Opção Escolhida -----	49
3.4.4.	Detalhamento do Processo de Fabricação -----	49
3.5.	FÔRMAS -----	52
3.5.1.	Opções para as Fôrmas -----	52
3.5.2.	Opção Escolhida -----	53
3.6.	ELEVAÇÃO -----	54
3.6.1.	Seleção das Máquinas de Elevação -----	54
3.6.1.1.	Gruas Móveis -----	55
3.6.1.2.	Gruas de Torre -----	56
3.6.1.3.	Derricks e Gruas de Mastil -----	58
3.6.1.4.	Gruas de Pórtico ou de Cavalete -----	60
3.6.1.5.	Máquina de Elevação Escolhida -----	61
3.6.2.	Seleção da Unidade de Cordoamento -----	63
3.6.2.1.	Seleção do Bloco de Carga -----	63
3.6.2.2.	Seleção do Cabo de Levantamento -----	64
3.6.2.3.	Insertos Auxiliares na Elevação -----	65

Roteiro

3.6.3.	Elevação da Vierendel -----	67
3.6.3.1.	Colocação Vertical -----	67
3.6.3.2.	Suspensão da Vierendel -----	69
3.6.3.3.	Método de Elevação Escolhido -----	71
3.6.4.	Elevação dos Pilares -----	72
3.6.4.1.	Métodos de Elevação -----	72
3.6.4.2.	Método de Elevação Escolhido -----	75
3.6.5.	Elevação da Viga do Shed -----	77
3.7.	MONTAGEM -----	79
3.7.1.	Planos de Montagem -----	79
3.7.2.	Plano de Montagem Sugerido -----	79
4.	DIMENSIONAMENTO DO GALPÃO PROPOSTO -----	81
4.1.	PRELIMINARES -----	81
4.2.	ESQUEMA ESTÁTICO -----	82
4.3.	AÇÕES PERMANENTES MAIS SOBRECARGA -----	84
4.3.1.	Preliminares -----	84
4.3.2.	Sobrecarga -----	85
4.3.3.	Peso Próprio da Estrutura de Cobertura -----	85
4.3.4.	Esquadrias -----	85
4.3.5.	Calha Cheia de Água -----	85
4.3.6.	Peso Próprio dos Elementos Pré-Moldados -----	85
4.3.6.1.	Preliminares -----	85
4.3.6.2.	Viga do Shed -----	86
4.3.6.3.	Viga Vierendel -----	86
4.3.6.4.	Pilares Externos -----	86
4.3.6.5.	Pilares Internos -----	87
4.3.7.	Ação Permanente mais Sobrecarga nos Pórticos ---	87

4.4.	AÇÕES VARIÁVEIS -----	89
4.4.1.	Preliminares -----	89
4.4.2.	Ações Devidas ao Vento no Galpão -----	90
4.5.	ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO GALPÃO -----	94
4.6.	DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO GALPÃO ---	95
4.6.1.	Preliminares -----	95
4.6.2.	Dimensionamento da Viga do Shed -----	96
4.6.2.1.	Preliminares -----	96
4.6.2.2.	Dimensionamento à Flexão -----	96
4.6.2.3.	Dimensionamento ao Cisalhamento -----	96
4.6.2.4.	Verificação do Estado Limite de Fissuração -----	96
4.6.2.5.	Verificação do Estado Limite de Deformações -----	96
4.6.3.	Dimensionamento da Vierendel -----	97
4.6.3.1.	Preliminares -----	97
4.6.3.2.	Armadura Longitudinal (A_{sl}) e Armadura Transversal (A_{st}) -----	97
4.6.3.3.	Verificação do Estado Limite de Fissuração -----	99
4.6.3.4.	Verificação do Estado Limite de Deformações -----	99
4.6.4.	Dimensionamento do Pilar -----	99
4.6.4.1.	Preliminares -----	99
4.6.4.2.	Dimensionamento do Pilar Superior -----	100
4.6.4.3.	Dimensionamento do Pilar Inferior -----	100
4.6.5.	Dimensionamento do Cálice de Fundação -----	101
4.6.6.	Dimensionamento da Ligação Vierendel/ Viga do Shed -----	104
4.6.7.	Dimensionamento da Ligação Pilar/Vierendel -----	107

4.7.	VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS QUANTO ÀS SOLICITAÇÕES DE ELEVAÇÃO -----	110
4.8.	DIMENSIONAMENTO DO CABO E DAS ALÇAS DE ELEVAÇÃO -----	111
4.9.	DETALHAMENTO DA ARMAÇÃO DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS ---	112
4.10.	ÍNDICES CONSTRUTIVOS -----	117
4.10.1.	Índices Gerais -----	117
4.10.2.	Índices Específicos para Cada Elemento -----	117
4.10.2.1.	Viga do Shed -----	117
4.10.2.2.	Viga Vierendel -----	118
4.10.2.3.	Pilar -----	118
4.10.3.	Análise dos Resultados -----	118
5.	CONCLUSÃO -----	120
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS -----	122
	ANEXOS -----	125
	A. ILUMINAÇÃO NATURAL E ORIENTAÇÃO DOS GALPÕES TIPO SHED	
	B. DIMENSIONAMENTO DO GALPÃO	

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1. PRÉ-FABRICAÇÃO E PRÉ-MOLDAGEM

Elemento pré-moldado é aquele executado fora do local de utilização definitiva na estrutura.

Quando a fabricação dos elementos pré-moldados alcança níveis de produção industrial, em grande escala, diz-se que estes elementos são pré-fabricados.

A NBR 9062 [4] coloca o controle rigoroso de qualidade como critério de diferenciação entre o elemento pré-fabricado e o elemento pré-moldado. Este critério pode ser facilmente entendido, devido ao caráter de produção industrial dado aos elementos pré-fabricados, já que um controle rigoroso de qualidade quase sempre é associado à produção em série e em larga escala.

Neste trabalho, apesar do enfoque dado a pré-moldagem, os critérios de transporte, elevação e em parte os de produção são aplicáveis também à pré-fabricação.

1.2. IMPORTÂNCIA DA PRÉ-MOLDAGEM

O uso de elementos pré-moldados oferece a possibilidade de de

envolvimento e simplificação da construção, além de facilitar a introdução de novos métodos construtivos. Essa possibilidade, em comparação com o método de construção usual, supõe uma economia considerável de mão de obra, horas de trabalho e material de construção, principalmente fôrmas.

De acordo com uma velha lei de validade geral, o custo de uma estrutura usual de concreto armado se distribui em três partes, com valores aproximadamente iguais: custo do concreto, custo do aço e custo de fôrmas e andaimes. Esta alta parcela representada pelas fôrmas no custo global das estruturas usuais em concreto armado, aliada à carencia cada vês maior de madeira, material usualmente utilizado na confecção de fôrmas, foram responsáveis pelo grande impulso da pré-moldagem como processo construtivo de estruturas em concreto. Segundo Mokk [16], através da pré-moldagem pode-se eliminar quase que totalmente o uso de andaimes, enquanto que a necessidade de fôrmas pode reduzir-se até a um terço do necessário em estrutura usual análoga.

O método tradicional para a construção de estruturas de concreto tem um caráter de indústria artesanal. A pré-moldagem, por outro lado, favorece a introdução de métodos usados na produção em série, uma maior mecanização e uma melhor organização do trabalho.

Atualmente, a pré-moldagem não é um processo de construção justificado tão somente pela diminuição dos custos com formas e andaimes, tendo se convertido em um método avançado de construção que, comparado com o método usual de construção monolítica em concreto, quase sempre vem acompanhado por uma melhoria de custos e, principalmente, qualidade e prazos de construção.

1.3. A PRÉ-MOLDAGEM APLICADAS À GALPÕES

Um galpão pode ser definido como uma edificação térrea, com grandes dimensões em planta e destinada a usos múltiplos, industrial, comercial ou agrícola.

Os sistemas construtivos por montagem são facilmente introduzidos em edificações caracterizadas pela modulação e pela tipificação de seus elementos construtivos.

O fato de ser uma edificação térrea, com grandes áreas cons-

truidas, destinadas predominantemente a uma função específica, tende a facilitar a modulação e principalmente a tipificação dos galpões. Desse modo não fica difícil justificar a grande parcela representada por estas edificações no universo das construções pré-moldadas.

1.4. OBJETIVOS DO TRABALHO

A pré-moldagem e principalmente a pré-fabricação ainda são tratadas no Brasil como um novo processo construtivo, de forma que a concepção e dimensionamento de uma edificação pré-moldada quase sempre está cercada de dúvidas e receios que, na maioria das vezes, poderiam ser solucionados pela simples consulta aos trabalhos de Mokk [16], Koncz [12] ou Ordóñez [19]. Muitas vezes também, um projeto pronto de uma edificação pré-moldada pode servir como grande auxílio na solução de problemas de concepção e de dimensionamento de uma nova edificação.

O enfoque estrutural é essencialmente diferente entre as edificações tradicionais e as pré-moldadas. Enquanto que nas primeiras se realiza o projeto com grande independência, onde, na maioria das vezes o cálculo estrutural é executado com o objetivo único do máximo aproveitamento dos materiais (concreto e aço), nas edificações pré-moldadas este enfoque estrutural entra em conflito com os fatores mais intrínsecos da construção por montagem, como a facilidade e economia na fabricação dos elementos, sua montagem, seu transporte, etc.

Desta maneira, pode-se colocar como objetivo principal deste trabalho a indicação, através de um exemplo, da metodologia para desenvolvimento do projeto (concepção e dimensionamento) de um galpão pré-moldado em concreto.

Para galpão exemplo, foi eleito um galpão com cobertura em dente de serra (tipo shed). A escolha recaiu sobre este galpão, principalmente pelo fato do pouco emprego desta forma construtiva em nosso País. Aspecto este que não se justifica, principalmente se for levado em consideração, o fato deste sistema construtivo ser inicialmente concebido de forma a aproveitar o máximo da iluminação natural no interior das edificações, iluminação esta, sempre farta durante todas as épocas do ano em nosso País.

2. SISTEMAS CONSTRUTIVOS PARA GALPÕES EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO

2.1. GENERALIDADES

2.1.1. CONSTRUÇÕES LINEARES E SUPERFICIAIS

Edificações do tipo linear são aquelas construções térreas onde uma das dimensões, em planta, é predominante sobre a outra.

Edificações do tipo superficial são aquelas construções térreas onde nenhuma das dimensões, em planta, é predominante sobre a outra.

Segundo Koncz [12]: "As edificações lineares são as que tem tido, no mundo, uma verdadeira aplicação em massa, devido, com certeza, a sua simplicidade construtiva. No caso das superficiais, a aplicação tem sido extensa principalmente em ramos da indústria leve, tais como a indústria cerâmica, eletrônica, têxtil e de alimentação; ou simplesmente como armazéns".

2.1.2. CONSTRUÇÕES EM ESQUELETO E POR PAREDES PORTANTES

Inúmeros são os sistemas construtivos para os galpões pré-moldados. Predomina-se, claramente, sobre os demais, o sistema constituído com base em um esqueleto resistente no qual são fixados os elementos de cobertura e de fechamento lateral.

Este esqueleto resistente é composto de elementos portantes principais, os pórticos, e em quase todos os casos de outros de ordem secundária, as terças, que tanto podem servir de apoio aos elementos de cobertura como para travamento longitudinal.

Diferente do sistema com base em esqueleto resistente, com emprego cada vez mais frequente, tem-se o sistema constituído por grandes painéis portantes. Neste sistema, os painéis, por suas características geométricas e de carga, apresentam propriedades especiais de comportamento como placa, viga-parede ou pilar-parede.

Um sistema intermediário ou misto, diferente do sistema puro em esqueleto ou do constituído por paredes portantes, é aquele no qual, juntamente com elementos tipo pórtico, se utilizam placas que ao enrijecerem os pórticos, conseguem uma função estrutural, além de cobrir espaços.

2.1.3. SISTEMAS EM ESQUELETO DE ALMA CHEIA E POR ELEMENTOS TRELIÇADOS

Os elementos construtivos típicos das construções em concreto armado são as vigas e os pilares em alma cheia.

Elementos pré-moldados em concreto com alma cheia, são largamente empregados na construção de edificações justamente por sua simplicidade de fabricação e de tipificação.

Esta facilidade de tipificação é especialmente aproveitada na pré-fabricação. Pode-se, por exemplo, projetar-se seções de vigas em alma cheia que, com fôrmas compostas de distintas peças tipificadas, permitam a fabricação de elementos com alturas distintas. Torna-se, então, possível a obtenção de tabelas de perfis de elementos pré-fabricados comparáveis, em certo modo, às tabelas de perfis das construções metálicas.

Segundo Konkz [12] : "O vão máximo aconselhável a ser vencido, com vigas em alma cheia, concretadas em uma só peça, com raras exceções, é de 30 metros". O motivo desta limitação está no fato de que, quando o vão excede a casa dos 30 metros, as vigas de alma cheia ficam demasiadamente pesadas e extensas para o transporte e manejo na obra.

No caso de vãos em torno de 30 metros ou mais, pode-se optar

pelo projeto de estruturas portantes constituídas por arcos ou vigas em elementos treliçados.

Mais uma vez citando Koncz [12]: "A difusão das vigas em elementos treliçados deve-se, principalmente, às suas propriedades como peça pré-moldada. Com a pré-moldagem as dificuldades técnicas de execução reduzem-se consideravelmente e as fôrmas, apesar de difícil execução, têm grande reutilização, com custo adicional compensado pela economia no peso próprio (concreto e aço)".

A utilização de elementos treliçados pré-moldados em concreto, principalmente vigas, tem seu maior campo de aplicação na construção de edificações térreas - lineares ou superficiais. Nos galpões podem ser empregados como vigas, terças ou pilares.

Apresentadas algumas definições preliminares, ressalta-se que, neste capítulo, são descritos alguns sistemas construtivos para edificações lineares em esqueleto, considerando-se as edificações superficiais como possíveis derivações (expansões) das lineares. Não objetivando-se também o aprofundamento da descrição de sistemas construtivos com base em grandes paredes portantes pré-moldadas em concreto.

2.2. TIPOLOGIA DO PÓRTICO ESQUELETO

A sistematização da tipologia dos pórticos, assim como o estudo de suas diferentes soluções com base em elementos pré-moldados, é o ponto de partida para o entendimento das construções lineares em esqueleto.

Nas tabelas seguintes extraídas de Ordóñez [19], apresentam-se os tipos de pórtico esqueleto mais difundidos no ramo da construção pré-moldada.

Nestas tabelas as variáveis apresentadas têm o seguinte significado:

- L = vão do pórtico
- a, f = altura máxima do elemento horizontal do pórtico
- H = altura máxima do pórtico

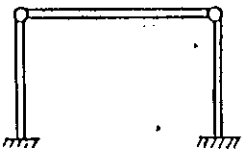

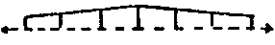





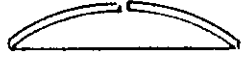

PÓRTICO	ELEMENTOS	CARACTERÍSTICAS APROPRIADAS	MONTAGEM ELEMENTO (TEMPO EM HORAS)	PF. SO ELEMENTO (TONELADAS)	MONTAGEM PORTICO (TEMPO EM HORAS)
		L: 12 - 30 m		3 - 30 t	4 - 10 h
		L: 20 - 40 m	5 - 10 h	13 - 60 t	8 - 15 h
		L: 12 - 30 m a: L/5 - L/8	10 - 20 h	3 - 24 t	13 - 25 h
		L: 30 - 60 m a: L/16 - L/18	15 - 25 h	12 - 60 t	18 - 30 h
		L: 20 - 40 m	8 - 16 h	5 - 48 t	10 - 20 h
		L: 20 - 30 m	5 - 12 h	6 - 30 t	8 - 17 h
		L: 17 - 30 m a: L/10 - L/14	5 - 10 h	3 - 75 t	8 - 13 h
		L: 10 - 50 f: L/6 - 1/10	15 - 30 h	6 - 30 t	17 - 34 h
		L: 12 - 25 m f: 1/6 - 1/10	20 - 30 h	3 - 10 t	23 - 33 h

TABELA 2.1 [19]
TIPOLOGIA DO PÓRTICO ESQUELETO

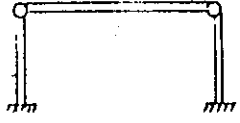

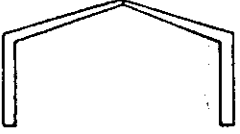
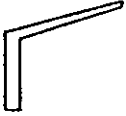



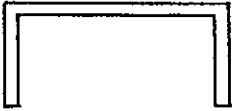

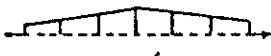


PORTICO	ELEMENTOS	CARACTERÍSTICAS APROPRIADAS	MONTAGEM ELEMENTO (TEMPO EM HORAS)	PESO ELEMENTO (TONELADAS)	MONTAGEM PORTICO (TEMPO EM HORAS)
		L: 22 - 30m f: L/6 - L/2	20 - 30h	6 - 15t	23-33h
		L: 10 - 12m H < 12m		5 - 10t	5 - 15h
		L: 20 - 40m H < 12m		2 - 10t	10-20h
		L: 18 - 30m		6 - 20t	10 - 20h
		L: 6 - 12m H < 8m		15 - 30t	0,5-2h
		L: 12 - 30m H < 18m		3 - 30t	2 - 8h
		L: 20 - 40m H < 35m	6 - 12h	13 - 60t	9 - 18h
		L: 12 - 30m	5 - 12h	10 - 25t	8 - 18h
		L: 18 - 20m		6 - 15t	10 - 20h

TABELA 2.2 [19]
TIPOLOGIA DO PÓRTICO ESQUELETO

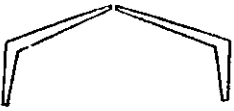



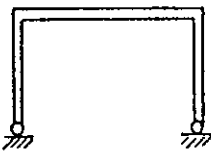

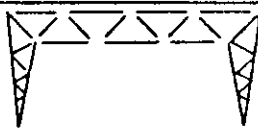
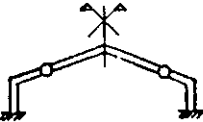
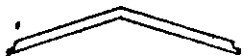

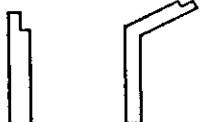


PÓRTICO	ELEMENTOS	CARACTERÍSTICAS APROPRIADAS	MONTAGEM ELEMENTO (TEMPO EM HORAS)	PESO ELEMENTO TONELADAS	MONTAGEM PÓRTICO (TEMPO EM HORAS)
		L: 10 - 12m H < 18m	5 - 15h	10 - 20t	1 - 5h
		L: 20 - 40m		2 - 10t	3 - 10h
		L: 10 - 30m H: 10 - 30m	12 - 22h	3 - 20t	15 - 25h
		L: 10 - 20m H < 8m		3 - 30t	4 - 10h
		L: 12 - 30m H < 18m	10 - 30h	16 - 30t	0,5 - 1h
		L: 10 - 30m H < 12m		1 - 5t	5 - 15h
		H < 12m		2 - 6t	
		H < 30m	4 - 8h	20t	
		H < 18m		6t	

TABELA 2.3 [19]
TIPOLOGIA DO PÓRTICO ESQUELETO

2.3. CONSTRUÇÕES LINEARES EM ESQUELETO COM ELEMENTOS RETOS UNIDOS PELOS NÓS

→ A maioria das estruturas pré-moldadas são constituídas por elementos retos justamente pela facilidade de produção, transporte e montagem destes elementos.

Decompondo-se o citado pórtico esqueleto pelos nós, tem-se elementos retos: vigas e pilares. Os pilares, geralmente engastados na fundação, podem ser unidos às vigas rigidamente, ou termos aí apenas uma articulação, com a viga simplesmente apoiada nos pilares.

Elementos retos unidos mediante articulações representam a forma mais econômica de construção e montagem de edificações pré-moldadas, constituindo-se a união viga/pilar articulada na ligação típica dos galpões em concreto pré-moldado.

Sistemas construtivos com base em elementos retos unidos por articulações, resultam em sistemas estaticamente determinados e, portanto, pouco sensíveis aos recalques diferenciais dos apoios que porventura ocorram. Os limites para este sistema construtivo, segundo Koncz [12], ficam em torno de 30 metros para o vão (comprimento da viga).

A união viga/pilar rígida, executada no local, constitui-se em uma união de difícil execução, tornando-se exequível somente em locais de fácil acesso. Aliada às dificuldades de execução tem-se a exigência de maior mão de obra na montagem, tornando o tempo de execução e montagem, de estruturas com este tipo de união, muito maior do que o das unidas articuladamente.

Edificações com uniões articuladas geralmente são mais econômicas que as com uniões rígidas. Tem-se excessões no caso de edificações muito altas, com grandes cargas de ponte rolante ou com grandes esforços horizontais, onde o pórtico com uniões rígidas torna-se mais econômico. Nestes pórticos a economia de aço e concreto na construção do esqueleto compensa o maior custo com mão de obra na montagem.

Segundo Koncz [12]: "O vão máximo para pórticos com uniões viga/pilar rígidas, fica em torno de 30 metros, sendo a altura máxima função unicamente dos elementos de elevação.

Apresenta-se na *figura 2.1* alguns sistemas construtivos possí

veis para edificações lineares ou superficiais em esqueleto formado por elementos retos unidos pelos nós.

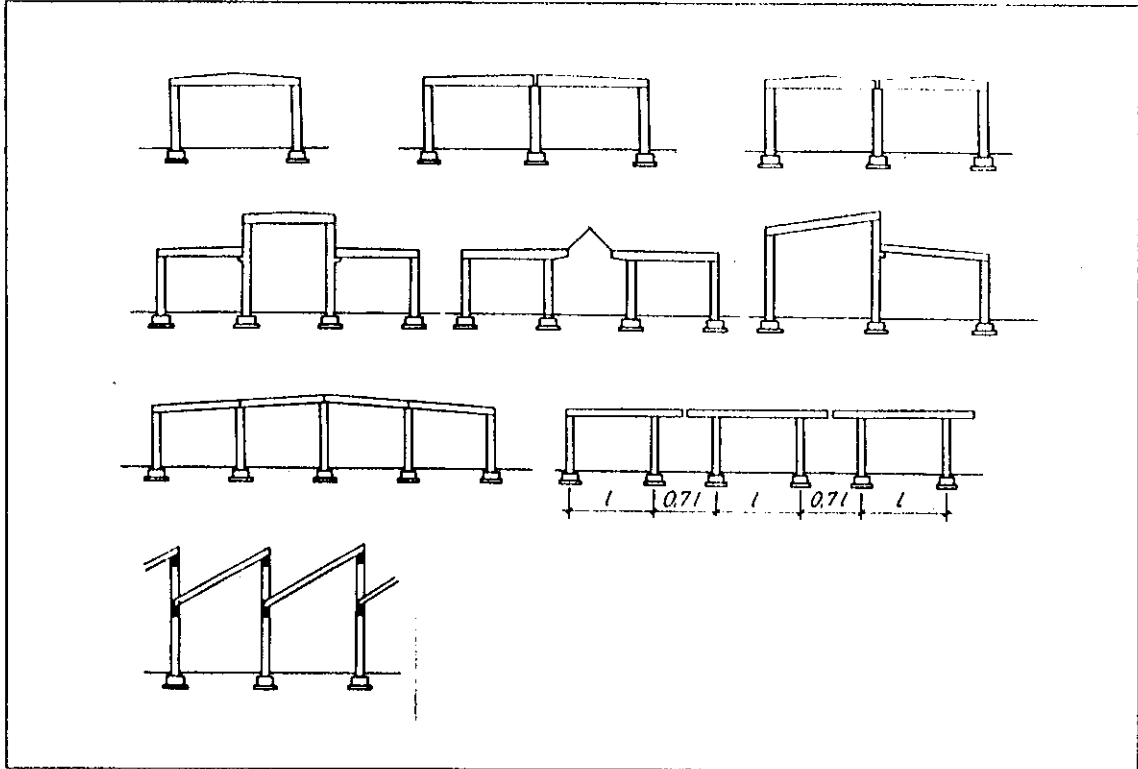


FIGURA 2.1 [16]

SISTEMAS CONSTRUTIVOS PARA EDIFICAÇÕES LINEARES OU SUPERFICIAIS EM ESQUELETO FORMADO POR ELEMENTOS RETOS UNIDOS PELOS NÓS

Nos sistemas apresentados, os elementos retos, formadores do pórtico esqueleto, podem tanto ser em alma cheia quanto formados por elementos treliçados.

2.4. CONSTRUÇÕES LINEARES EM ESQUELETO FORMADO POR PÓRTICOS INTEIROS

A tendência à fabricação de grandes peças e a diminuição cada vez maior do número de uniões, conduz à concepção de pórticos pré-moldados em uma única peça - pórticos inteiros (figura 2.2).

Sendo peça única, é óbvia a percepção de que o grande inconveniente deste sistema construtivo é exatamente o transporte, a elevação e a montagem. Quanto à elevação, a mesma é muito difícil, requerendo máquinas eficientes e preparação cuidadosa, especialmente no caso de pórticos assimétricos.

A produção dos pórticos não gera muitos inconvenientes, sendo

a fabricação em canteiro no local da obra quase que obrigatória, especialmente no caso de grandes vãos, onde o transporte do elemento torna-se muito difícil.

Sua aplicação é apropriada para vãos pequenos (até 12 metros), tanto para pórticos engastados quanto apoiados na fundação. São adequados para edificações lineares que possuem um grande número de pórticos iguais, compensando assim o custo adicional correspondente ao uso de máquinas de elevação mais eficientes.

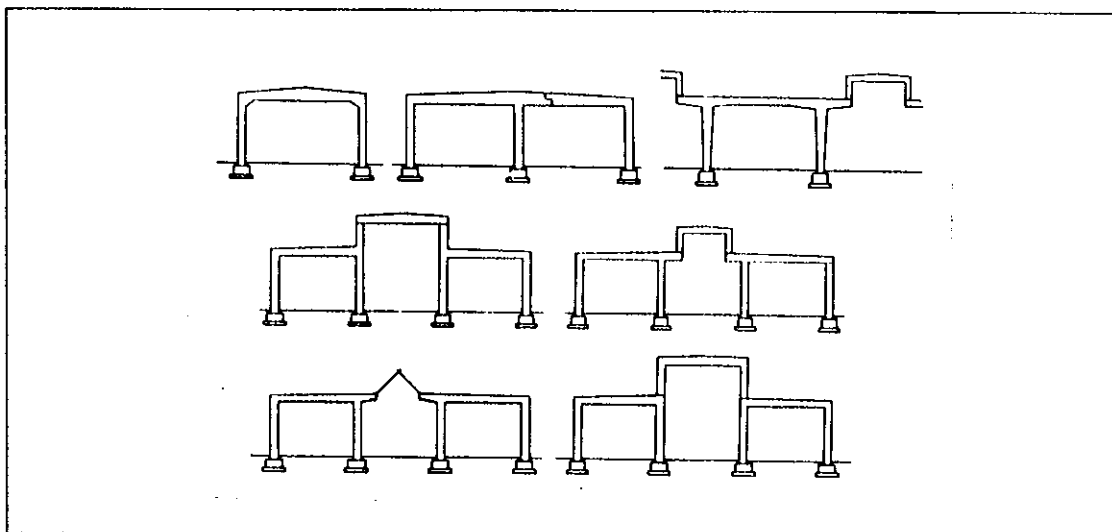


FIGURA 2.2 [16]

EDIFICAÇÕES EM ESQUELETO FORMADO POR PÓRTICOS INTEIROS

2.5. CONSTRUÇÕES LINEARES EM ESQUELETO FORMADO POR ELEMENTOS APORTICADOS

Com o intuito da diminuição do número de uniões, procurando e xecutá-las em pontos, no pórtico, de momento mínimo, encontra-se os chamados elementos aporticados formando o pórtico esqueleto (*figura 2.3*).

Como exemplo deste sistema construtivo tem-se o método lambda, onde o pórtico esqueleto é decomposto nos pontos de momento mínimo devidos à carga permanente. Esta decomposição, leva a elementos de apoio em forma de L ou T e viga transversal reta unida articuladamente a estes apoios.

Tem-se no método lambda um sistema construtivo econômico e com grande rapidez de montagem. Indicado para aplicação nas construções pré-moldadas em concreto com coberturas inclinadas e pilares cur-

tos e rígidos.

Segundo Koncz [12]: "O método lambda encontra seu limite de emprego para vãos até 30 metros. Para vãos maiores é usual decompor-se também a viga transversal em duas ou mais peças unidas posteriormente".

Também enquadrados neste sistema construtivo encontram-se os pórticos formados por duas peças em forma de "L", unidas ao centro do pórtico por uma articulação. Estes elementos, em forma de L, podem ser articulados ou engastados na fundação, sendo a união rígida preferível à articulada.

A produção destes elementos aporticados, geralmente ocorre em canteiro próximo ao local da obra, devido às dificuldades de transporte dos mesmos a grandes distâncias. Durante a produção e montagem aparece a desvantagem deste sistema construtivo, onde máquinas especiais e preparação cuidadosa são necessárias, principalmente, o que quase sempre acontece, quando tem-se elementos assimétricos.

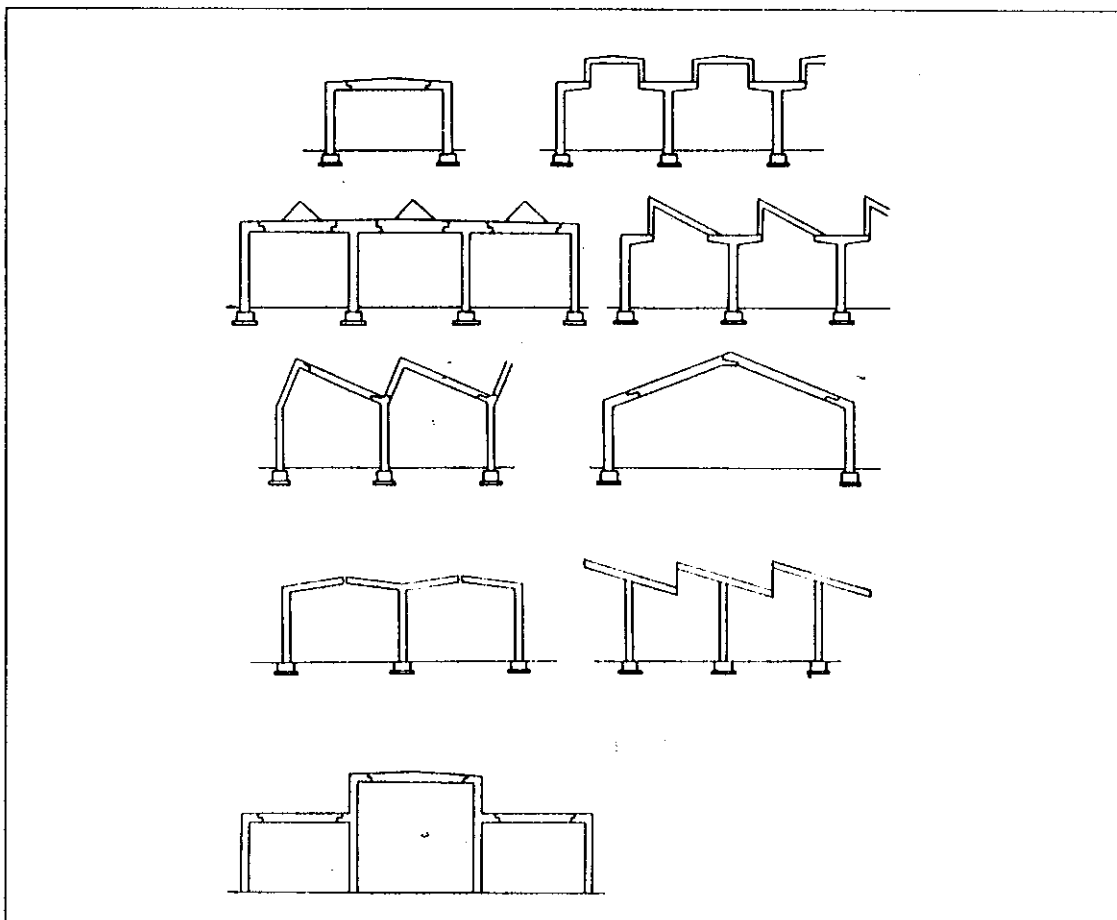


FIGURA 2.3 [16]

PÓRTICO ESQUELETO FORMADO POR ELEMENTOS APORTICADOS

2.6. SISTEMAS CONSTRUTIVOS UTILIZANDO ELEMENTOS TRELIÇADOS EM CONCRETO

A treliça, como elementos estrutural, tem sido utilizada há muito tempo em construções industriais. As estruturas em treliça são alguns dos mais antigos elementos pré-moldados em concreto, nascendo, inclusive, com antecedência à aplicação do aço na fabricação destes elementos.

Segundo Morkk [16]: "As dificuldades técnicas (principalmente no campo da fabricação), a complexidade dos seus moldes e problemas de concretagem e compactação, provocaram seu quase desaparecimento no início do século vinte. Somente com o surgimento de novas tecnologias de pré-moldagem em concreto armado (a partir da segunda grande guerra) as treliças pré-moldadas em concreto voltaram a aparecer".

Semelhante difusão é justificada principalmente pelas propriedades das vigas em treliça como peças pré-moldadas. As treliças são estruturas que permitem, com reduzido gasto de materiais, elementos de grande altura capazes de vencer grandes vãos ou suportar grandes cargas, características ambas muito apreciadas nas construções industriais. Para um mesmo vão um elemento em treliça é, em geral, da ordem de 2 a 3 vezes mais leve que os demais elementos em alma alma cheia, circunstância esta que incide decisivamente na economia, tanto de material quanto do processo construtivo.

A produção dos elementos em treliça, principalmente vigas, ocorre no local da obra por dificuldades de transporte, com o elemento concretado em posição horizontal justamente pelas dificuldades de concretagem do elemento em posição diferente. As formas, apesar de execução difícil, são reutilizadas várias vezes.

Os elementos treliçados pré-moldados em concreto tem seu maior campo de aplicação nas construções industriais térreas, onde são empregados como terças, pilares e, principalmente, como vigas, oferecendo vantagens quando empregados como pontes para cintas transportadoras, tubos, passarelas, etc.

Os tipos de vigas, em treliça pré-moldada em concreto, são muitos, na maioria dos casos imitando o formato das empregadas na construção metálica. Dentre todas, destacam-se alguns tipos como: vigas em treliça com banzos paralelos, vigas-pórtico (vierendel), treliças para

bólicas, treliças triangulares, etc.

As treliças de cordões paralelos são elementos apropriados para as coberturas planas. Na realidade os banzos podem não ser exatamente paralelos, pois o banzo superior geralmente segue a inclinação da cobertura. Segundo Koncz [12]: "O emprego deste tipo de treliça, quando concretada em peça única, é recomendado para vãos até 30 metros, para vãos maiores, recomenda-se que as mesmas sejam executas em partes, facilitando o transporte e a montagem".

Quando a treliça for executada em partes (figura 2.4), tem-se muitas possibilidades para a subdivisão da mesma: em partes triangulares, retangulares ou até a subdivisão em elementos menores (subdivisão da treliça pelas barras).

A subestrutura da cobertura, no caso das treliças com banzos paralelos, pode ser constituída por grandes elementos de cobertura ou por terças, que neste caso, servem de apoio à placas pequenas ou telhas de fibrocimento.

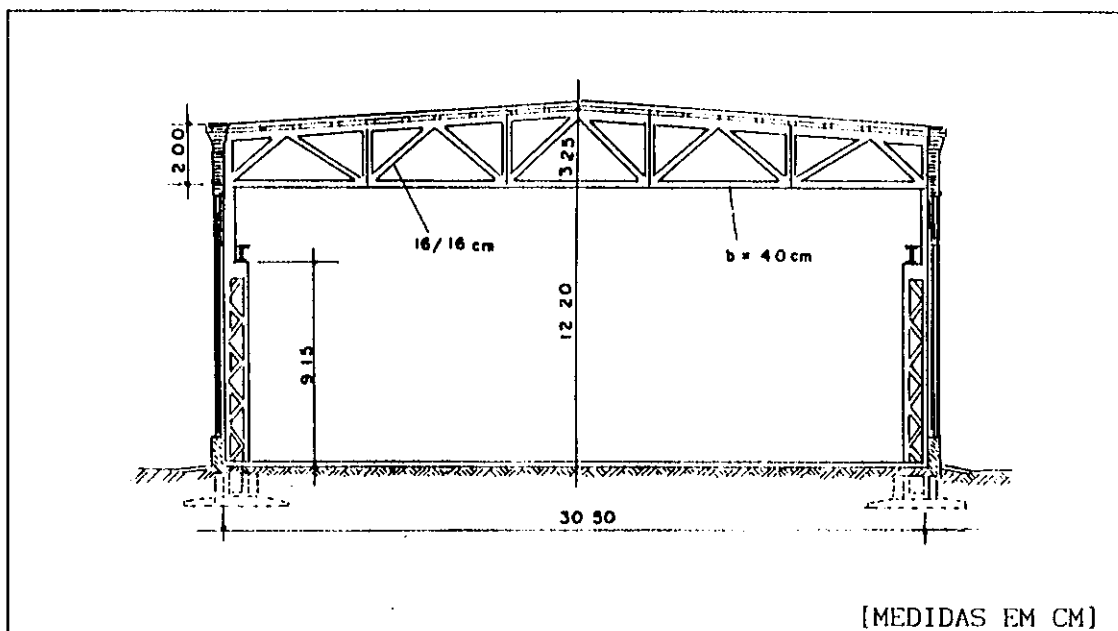


FIGURA 2.4 [16]

TRELIÇA DE BANZOS PARALELOS, SUBDIVIDIDA EM 5 PARTES

As treliças de formato triangular são empregadas em coberturas inclinadas. A subestrutura de cobertura é composta por terças, que servem de apoio para telhas de fibrocimento, com emprego raro de placas de concreto como subestrutura de cobertura.

Segundo Koncz [12]: "Como as de vãos paralelos, as treliças triangulares, concretadas em uma só peça, são empregadas para vãos até 30 metros, para vãos maiores, pode-se optar pela subdivisão da mesma em peças menores".

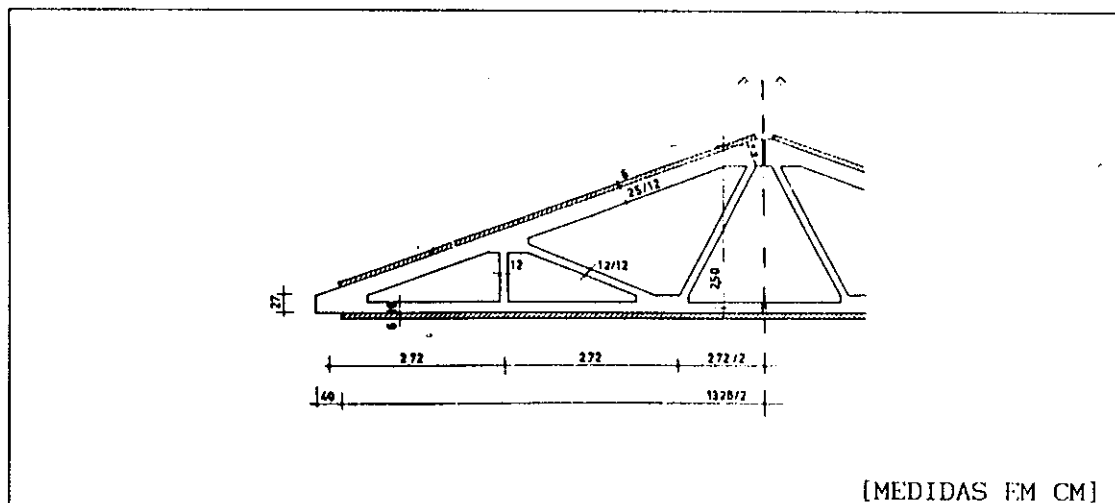


FIGURA 2.5 [12]

TRELIÇA DE FORMATO TRIANGULAR, FABRICADA EM DUAS PARTES

2.7. EXEMPLOS DE GALPÕES LINEARES PRÉ-MOLDADOS EM CONCRETO

2.7.1. GALPÕES LINEARES EM ESQUELETO FORMADO POR ELEMENTOS RETOS UNIDOS PELOS NÓS

Destacam-se sobre os demais, principalmente por sua simplicidade construtiva, os galpões com pilares engastados na fundação e vigas articuladas na união com os pilares.

Exemplo: Série de Edificações Tipificadas

Firma: IMBAU - SPANNBETON GMBH & CO. KG - Leverkusen (Al)

Referência: Koncz [12]

Esta firma desenvolve uma série de tipos das edificações citadas, com vãos de 12,50 até 25,00 m, com distância de 7,5 m entre vigas principais e 5,0 m de pé direito.

As edificações de 25 m de vão e vigas com seção "I" são reproduzidas na figura 2.6.

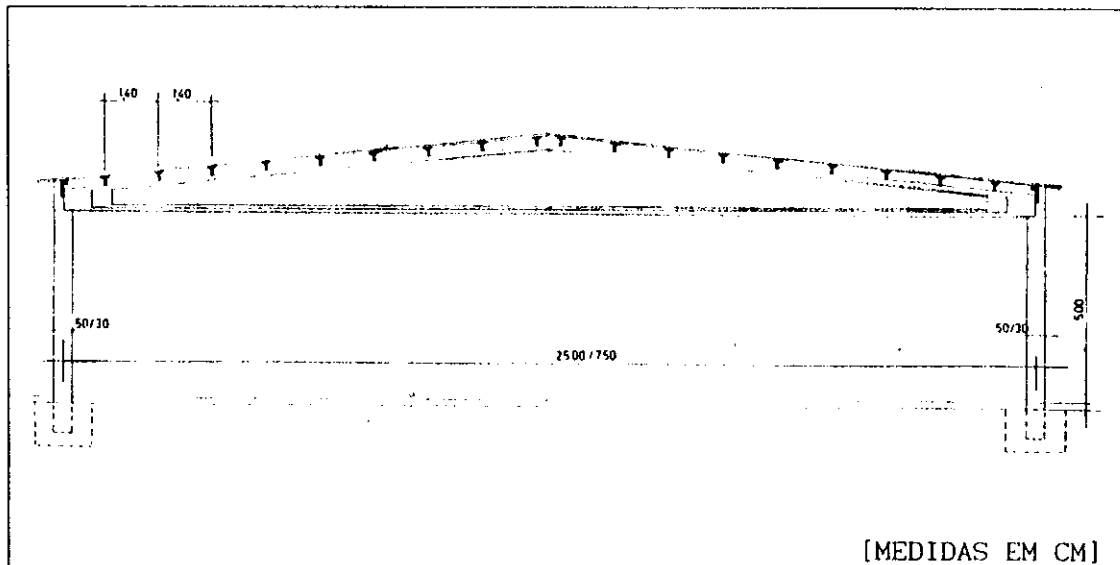


FIGURA 2.6 [12]

DETALHE DO PÓRTICO ESQUELETO DE EDIFICAÇÃO TIPIFICADA NA ALEMANHA

Os pilares são engastados em elementos de fundação em forma de cálice, com as vigas livremente apoiadas nos mesmos. Os elementos de cobertura são placas onduladas de fibrocimento com inclinação da cobertura de 10%. Pode-se também executar a cobertura com chapas trapezoidais em concreto, opção esta que se mostra mais econômica que a opção por terças e placas de fibrocimento.

Exemplo: Edificação para armazéns, construída em Koln-Niehl na Alemanha.

Firma: IMBAU - SPANNBETON GMBH & CO. KG - Leverkusen (Al)

Referência: Mokk [16]

A edificação tem quatro vãos, comprimento de 157,70 m, largura de 4 X 20,80 m e separação dos pórticos transversais de 8,30 m. A viga principal é protendida, com seção transversal em "I". Estas vigas apoiam-se em pilares cuja extremidade superior tem a forma de "U". As terças são colocadas a uma distância de 1,99 m uma da outra e suportam placas de concreto para cobertura de 10 cm de espessura.

A elevação de todos os elementos pré-moldados pertencentes a esta edificação, incluindo vinte pórticos, ocorreu em um mês. Utilizou-se para tal uma grua móvel sobre rodas, com capacidade de 20 tf. A e-

quipe de elevação constava de um capataz, dois maquinistas e quatro operários, sendo capazes de montar diariamente uma superfície de 300 a 500 m² de construção. A construção da edificação toda levou 6 meses.

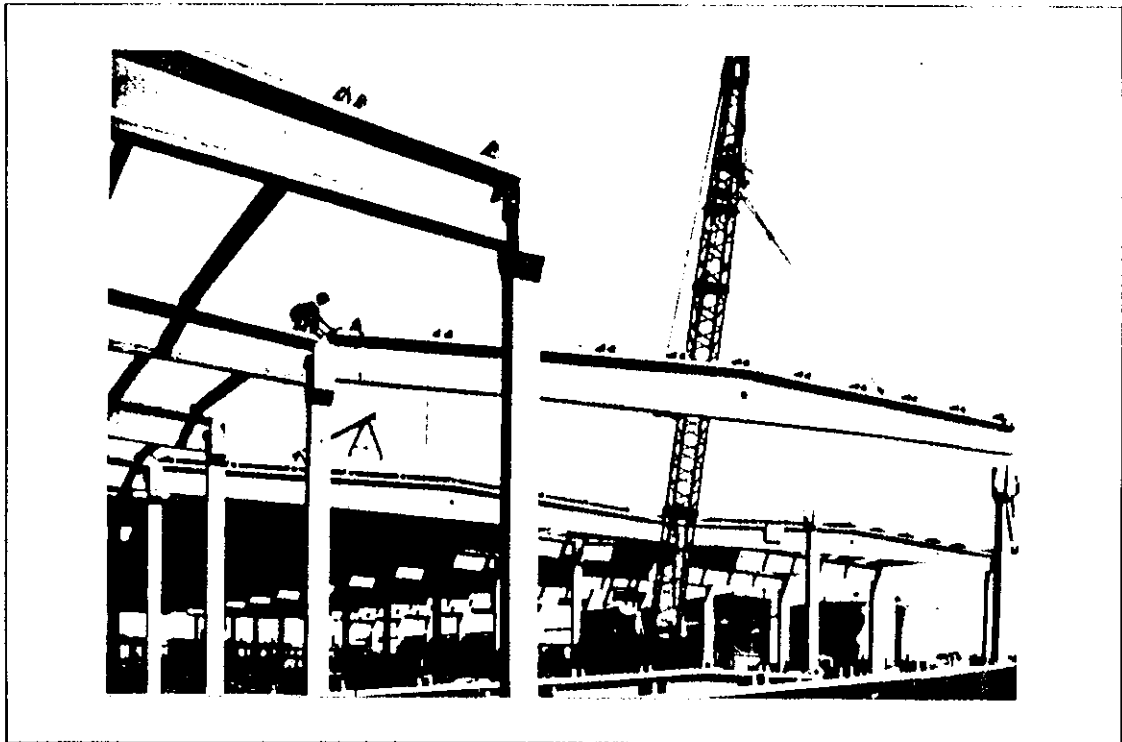


FIGURA 2.7 [16]

DETALHE DA EDIFICAÇÃO EM TRABALHO DE ELEVÇÃO

Exemplo: Edificação em "shed" construída em Hannover - Alemanha.

Firma: IMBAU - SPANNBETON GMBH & CO. KG - Leverkusen (A1)

Referência: Mook [16]

Na *figura 2.8* pode-se apreciar o exemplo de um galpão "shed" composto por uma viga longitudinal de seção oca trapezoidal, onde alojam-se as tubulações de ar condicionado. A viga, com 18 m de vão e 18 toneladas, está apoiada em pilares, engastados na fundação, que possuem mísulas para a instalação posterior de pontes rolantes.

O "shed" é formado por elementos retilíneos, que apoiam-se na viga longitudinal de 3 em 3 metros.

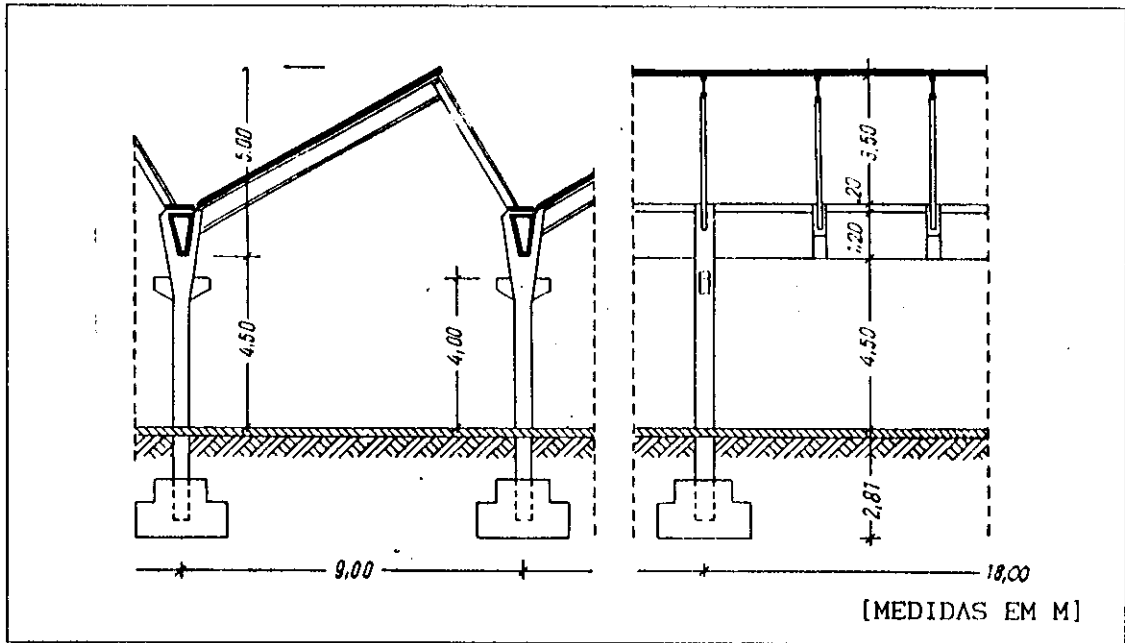


FIGURA 2.8 [16]

DETALHE DA EDIFICAÇÃO EM CORTE TRANSVERSAL E LONGITUDINAL

Exemplo: Edificação construída em Krefeld - Alemanha

Firma: Hoch-Tief A.G. (Alemanha)

Referência: Mork [16]

A edificação é constituída de 4 vãos transversais de 16 m com distância entre vigas principais de 10 m.

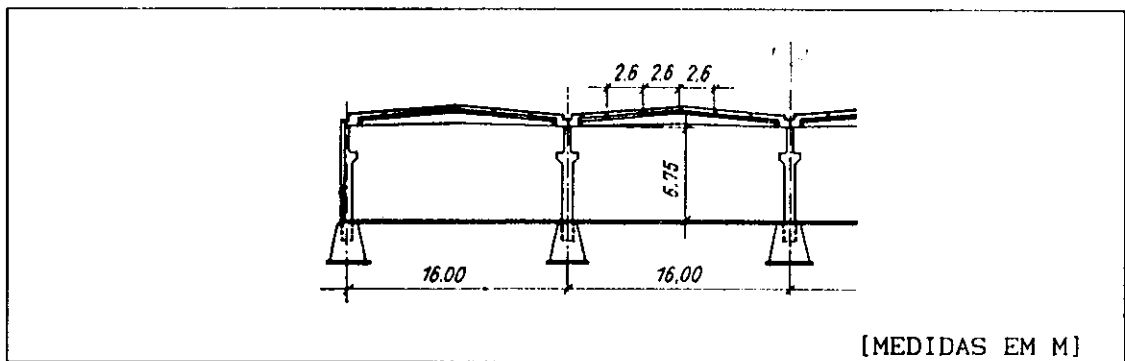


FIGURA 2.9 [16]

DETALHE DA EDIFICAÇÃO EM CORTE TRANSVERSAL

As vigas principais estão simplesmente apoiadas nos pilares e protendidas por três cabos, após o posicionamento das mesmas. Este mé-

todo foi escolhido porque as dimensões da viga não seriam suficientes para suportar os altos momentos negativos, sobre os apoios, se a viga fosse contínua. Este método de protensão eliminou a necessidade de ancoragens intermediárias; de tal modo que, para uma extensão de 64 m, somente uma operação de protensão foi requerida.

No centro dos tramos e nos extremos da fileira de vigas, os cabos de protensão estão situados uns sobre os outros, já sobre os pilares intermediários, os cabos estão um ao lado do outro (*fig. 10.2*).

Entre os extremos das vigas são colocadas placas de neoprene, assegurando um contato perfeito entre os mesmos quando unidos e, ao mesmo tempo, a separação das vigas. As vigas apoiam-se nos pilares por meio de "rolos" metálicos - prescindindo-se assim o cálculo das solicições secundárias.

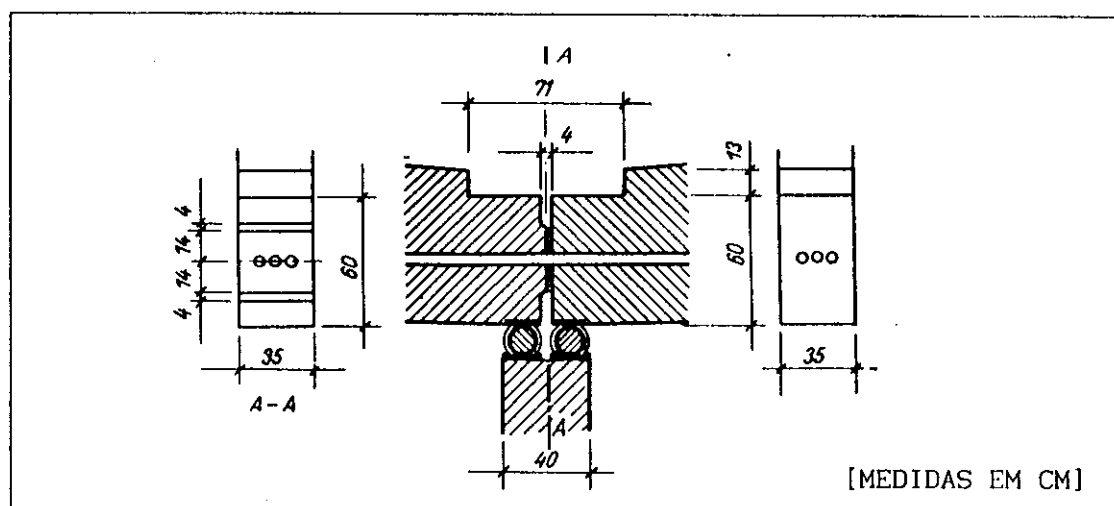


FIGURA 2.10 [16]

DETALHE DO APOIO DAS VIGAS PRINCIPAIS NOS PILARES

A solução encontrada para a ligação entre as terças e as vigas principais é particularmente interessante. As terças são colocadas provisoriamente em "marcos", dispostos nas vigas principais de modo que a posição das mesmas possa ser ajustada mediante parafusos nas duas direções (*fig. 2.11*).

Uma vez posicionadas, executa-se a ligação das terças com a viga principal por intermédio de um cabo, com 10 fios de 8 mm, introduzido em um conduto existente nas mesmas para este fim (*fig. 2.12*).

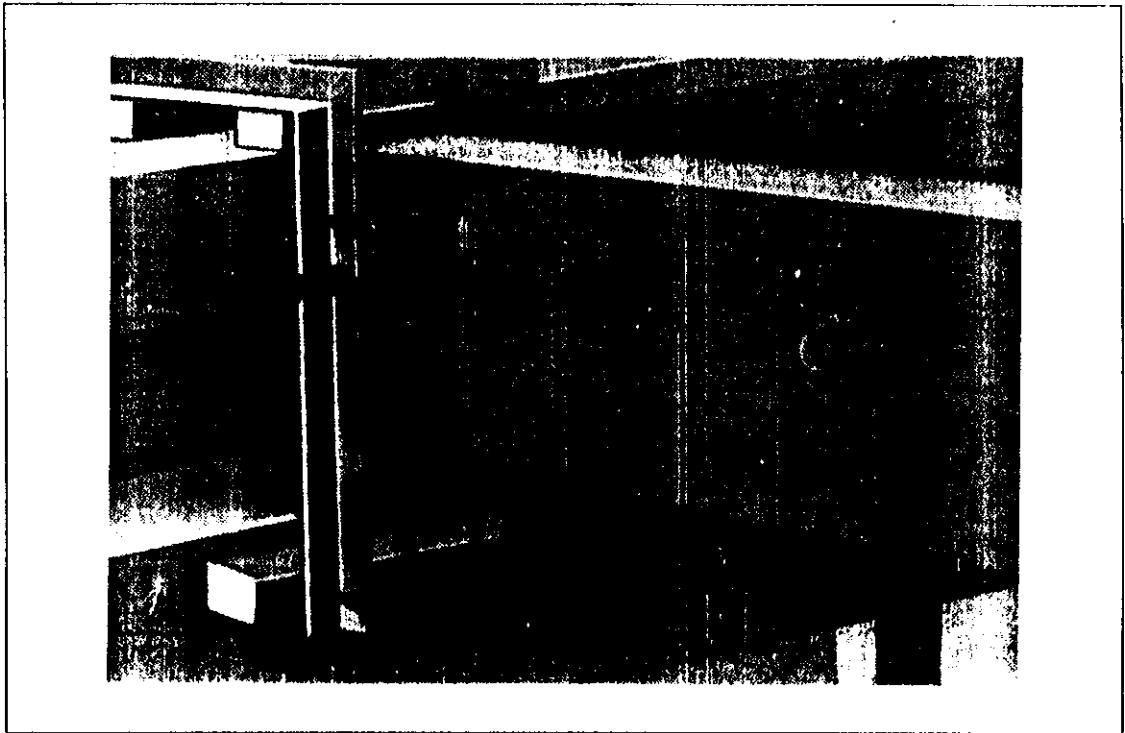
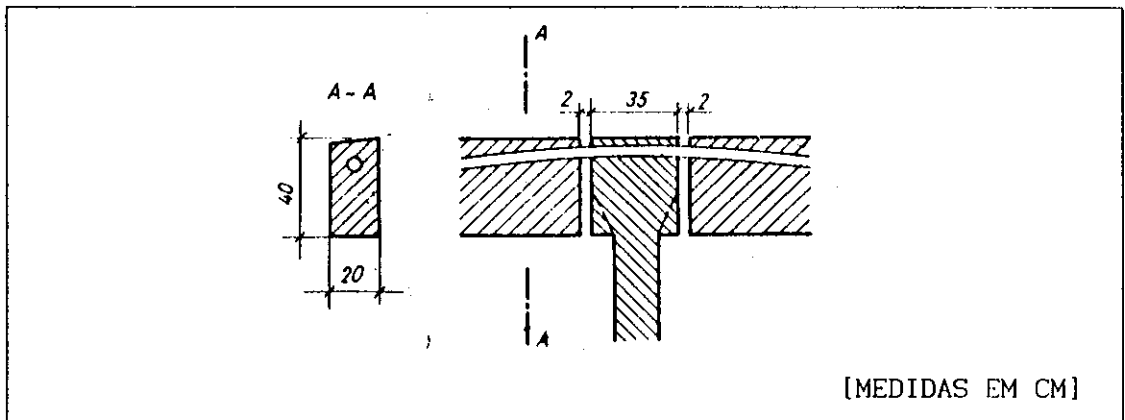


FIGURA 2.11 [16]

"MARCOS" PROVISÓRIOS PARA MONTAGEM DA TERÇAS DA COBERTURA



[MEDIDAS EM CM]

FIGURA 2.12 [16]

DETALHE DA LIGAÇÃO DAS TERÇAS COM AS VIGAS PRINCIPAIS

2.7.2. GALPÕES LINEARES EM ESQUELETO FORMADO POR PÓRTICOS INTEIROS

Exemplo: Fábrica Shunt em Gyonayos - Hungria

Firma: "Oficina de Projetos para a Agricultura e a Indústria" -
Budapest- Hungria.

Referência: Mook [16]

A edificação é transversalmente dividida em 3 vãos (2 de

19,55 m e 1 de 21,55 m), que compõem o pórtico transversal formado por três elementos (3 pórticos inteiros) pré-moldados horizontalmente sobre um pavimento de trabalho em concreto (fig. 2.13).

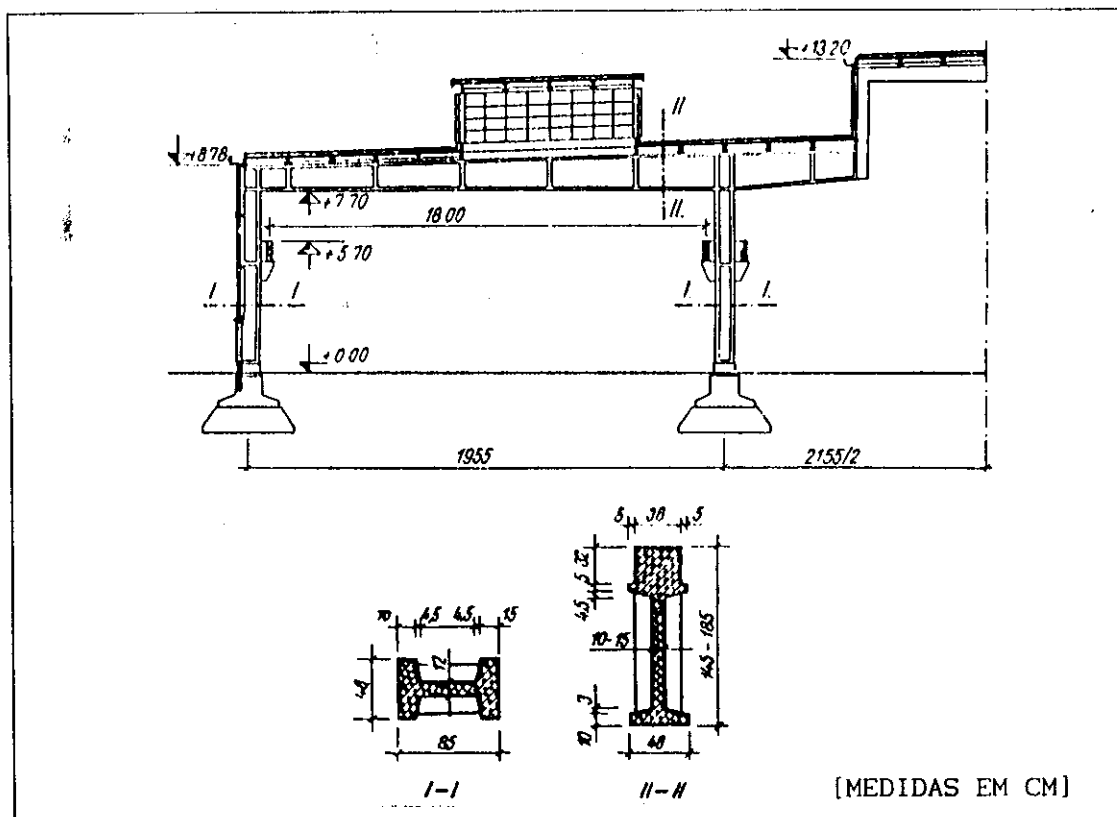


FIGURA 2.13 [16]

DETALHE DA EDIFICAÇÃO EM CORTE TRANSVERSAL

Os pórticos transversais distam 9 m um do outro. As uniões dos pilares com a fundação, assim como as do pórtico interno (em "U") aos pórticos exteriores, são realizadas como uniões rígidas soldadas.

A organização para a fabricação, em canteiro próximo à obra, está claramente ilustrada na figura 2.14.

Em cada um dos três vãos opera um derrick com capacidade de elevação de 10 t. O derrick se movimenta sobre as peças pré-fabricadas, movendo-se por uma via montada sobre cavaletes de concreto armado. Ao girar os pórticos para colocá-los na vertical, elevando-os pela viga, as partes inferiores dos pilares movem-se, no piso, sobre "carrinhos". Primeiramente a grua se move ao longo das fileiras exteriores, montando os pórticos externos e, por último, ocorre a montagem dos pórticos centrais (em forma de "U"), com a grua se movimentando ao longo do ei-

no longitudinal da edificação (figura 2.15).

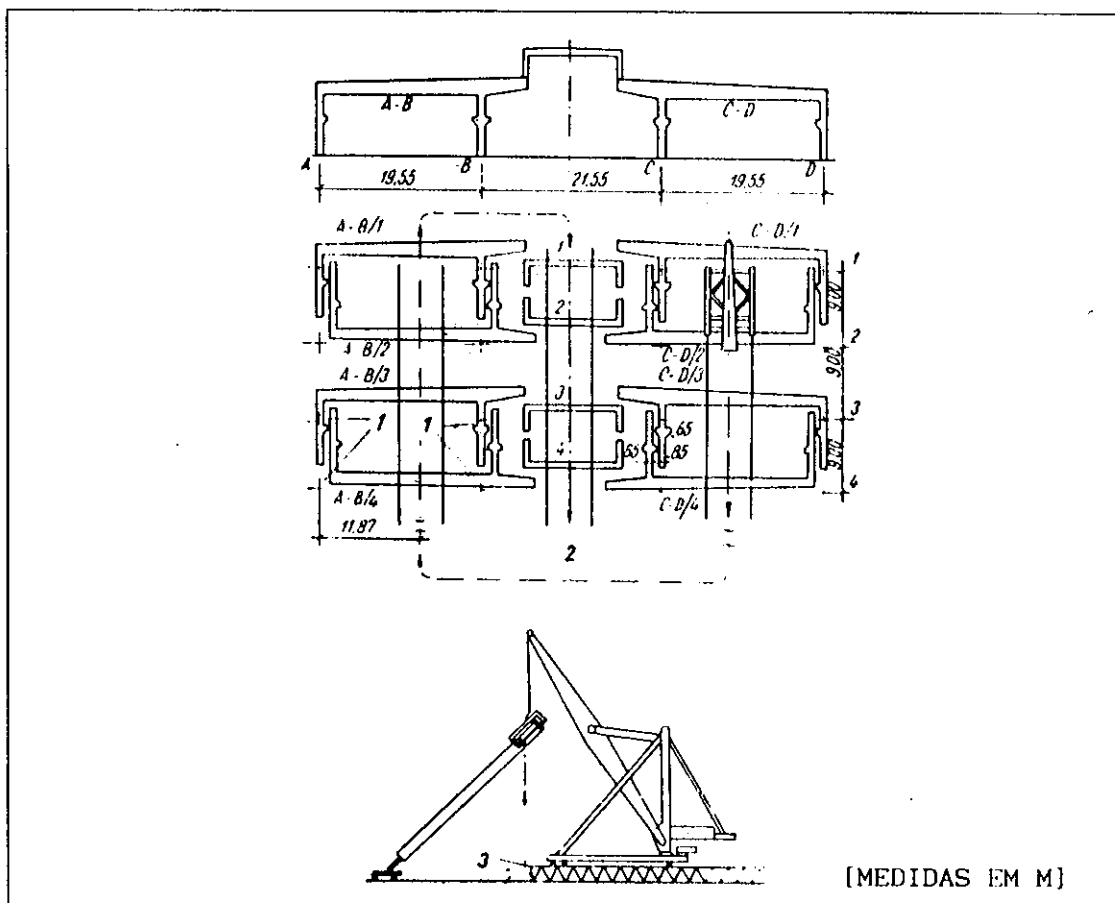


FIGURA 2.14 [16]

ORGANIZAÇÃO PARA A FABRICAÇÃO DOS PÓRTICOS

1. Piso em Concreto, 2. Via do Derrick, 3. Cavaletes de Apoio da via

Os pórticos são produzidos um em frente ao outro e intercalados (de forma a ocupar o menor espaço possível), cuidando para que exista espaço suficiente para a desforma (figura 2.16).

A produção semanal de pórticos transversais (conjunto de 3 pórticos) foi de 2 a 3 e o trabalho de elevação de 4 a 5.

Foi manifestada a baixa quantidade de material necessário que, referido ao metro quadrado de área coberta, são os seguintes:

-Para pórticos:

0,0625m³ de concreto C 300 ($f_{ck} = 31$ MPa), 11.08 Kg de aço e 9 m² de formas.

-Para peças de cobertura:

0,0732m³ de concreto C 300 e 6,15 Kg de aço (incluindo a concretagem de ligações posteriores e as peças de cobertura sobre o lanternin).

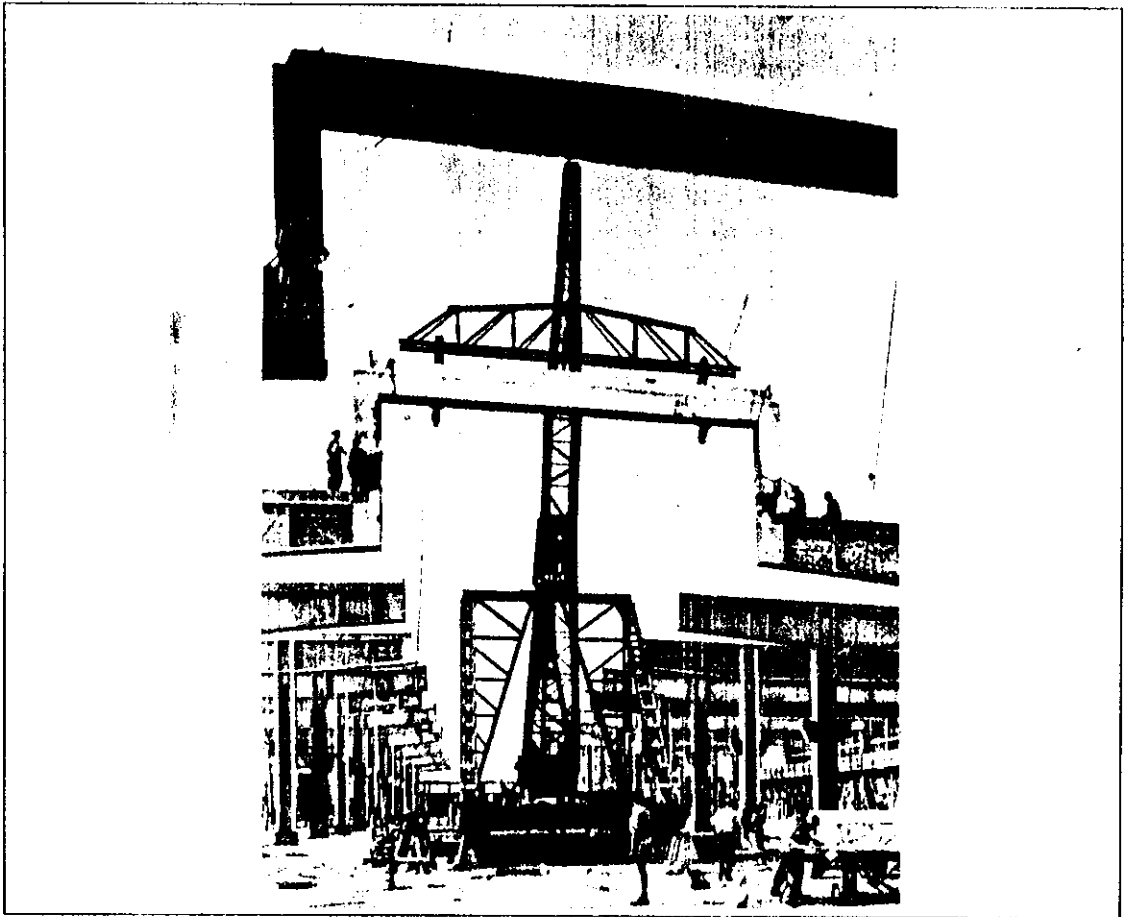


FIGURA 2.15 [16]
DETALHE DE ELEVAÇÃO DOS PÓRTICOS INTERNOS

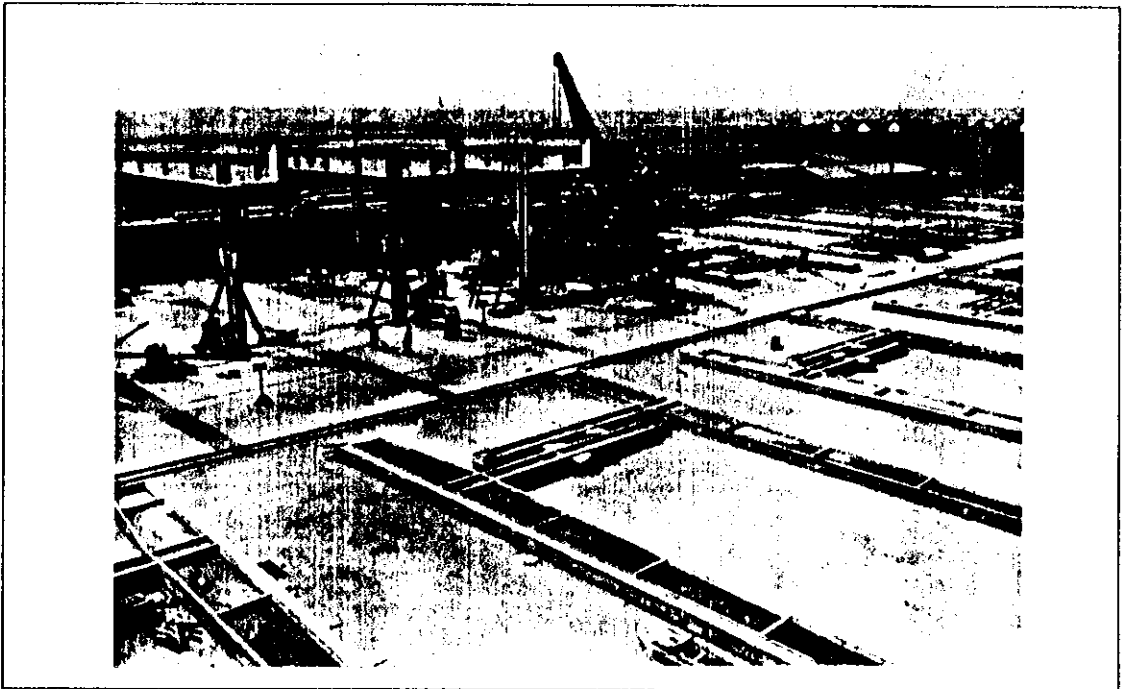


FIGURA 2.16 [16]
DETALHE DE PRODUÇÃO DOS PÓRTICOS

2.7.3. GALPÕES LINEARES EM ESQUELETO FORMADO POR ELEMENTOS RETOS APORTICADOS (T,L, ETC)

Exemplo: Edifício Industrial em Budapest- Hungria.

Firma: "Oficina de Projetos de Edifícios para a Agricultura e a Indústria", Budapest-Hungria.

Referência: Moko [16]

O galpão, transversalmente, possui dois vãos de 21,70 m, cada um deles com lanternim. Os pórticos, separados de 9,0 m, são compostos por peças em "T" e "L". Os lanternins são pórticos menores em "U", colocados sobre a parte superior dos elementos em "T" e "L".

Os pilares estão engastados à fundação e unidos a ela mediante solda e concretagem posterior, "in loco", da ligação.

O pórtico em "U" do lanternim, não é uma estrutura independente, mas sim, uma parte constituinte do pórtico transversal, unido ao mesmo nas proximidades dos pontos onde os momentos, no pórtico transversal, são mínimos sob ações permanentes. Os pilares e vigas do pórtico transversal tem todos seção transversal "I".

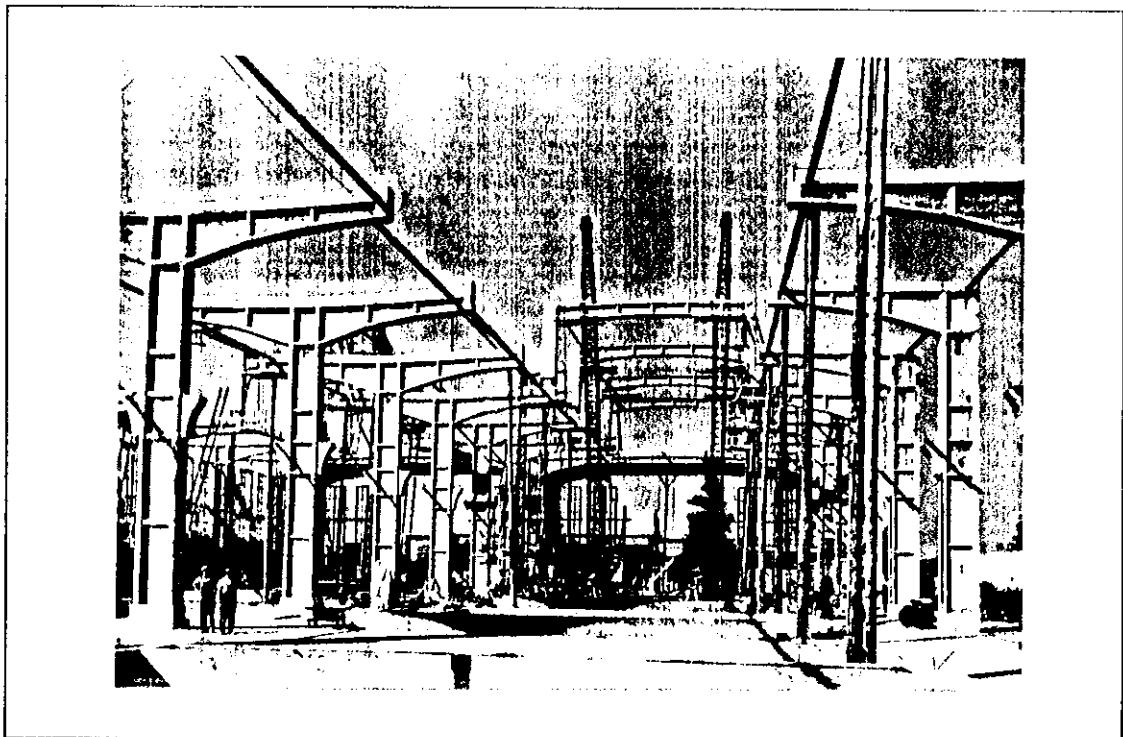


FIGURA 2.17 [16]

DETALHE DO GALPÃO EM PROCESSO DE MONTAGEM DO PÓRTICO E DO LANTERNIM

Na montagem do pórtico transversal, primeiramente os elementos em "T" e "L" foram elevados mediante uma grua sobre rodas, logo a seguir os elementos em "U" foram posicionados sobre os mesmos e a eles unidos rigidamente.

A cobertura é composta de grandes peças de concreto.

O fechamento lateral é constituído de grandes painéis parede com aberturas para janelas e portas.

Tem-se como grande vantagem deste sistema estrutural, o fato de que, usando este sistema, pode-se cobrir áreas de diferentes larguras, podendo-se eleger, a vontade, o número de vãos.

O material necessário para a edificação em questão, referido ao m^2 de área coberta, é o seguinte:

Pórticos:

0,0776 m^3 de concreto C 280 ($f_{ck} = 29$ MPa) e 17,09 Kg de aço.

Cobertura:

0,0818 m^3 de concreto e 6,94 Kg de aço

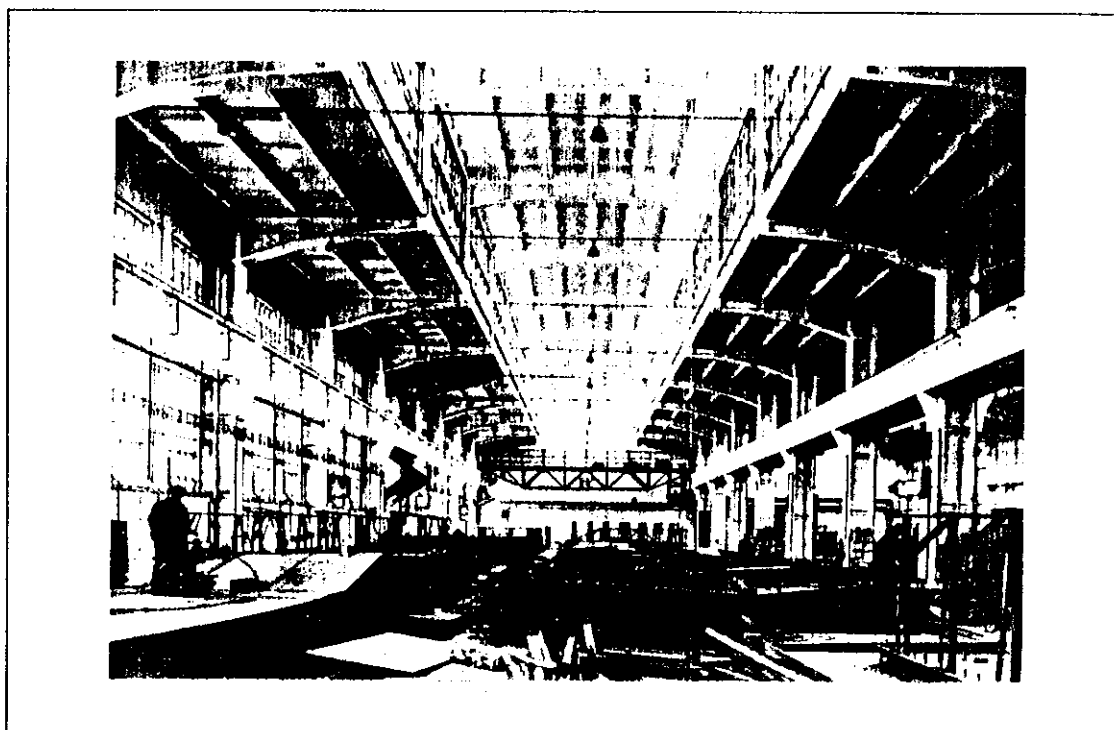


FIGURA 2.18 [16]

VISTA INTERIOR DO GALPÃO APÓS EXECUÇÃO

Exemplo: Hangar em Orléans-Saran - França

Referência: Mokk [16]

A edificação em questão é dividida em dois vãos transversais, cada um deles com 24,64 m. Os pórticos transversais, colocados a 7,6 m um do outro, são compostos por três elementos, um em forma de "L", outro em forma de "Y" e outro em forma de "V", que completa o pórtico (elementos I, II e III da figura 2.19).

A cobertura é composta por terças de concreto (com seção transversal em "L") e placas onduladas de fibrocimento.

A estrutura é montada de acordo com o sistema LAMBDA, com pilares engastados na fundação, onde as uniões, articuladas, são executadas nos pontos de momento mínimo devido às ações permanentes.

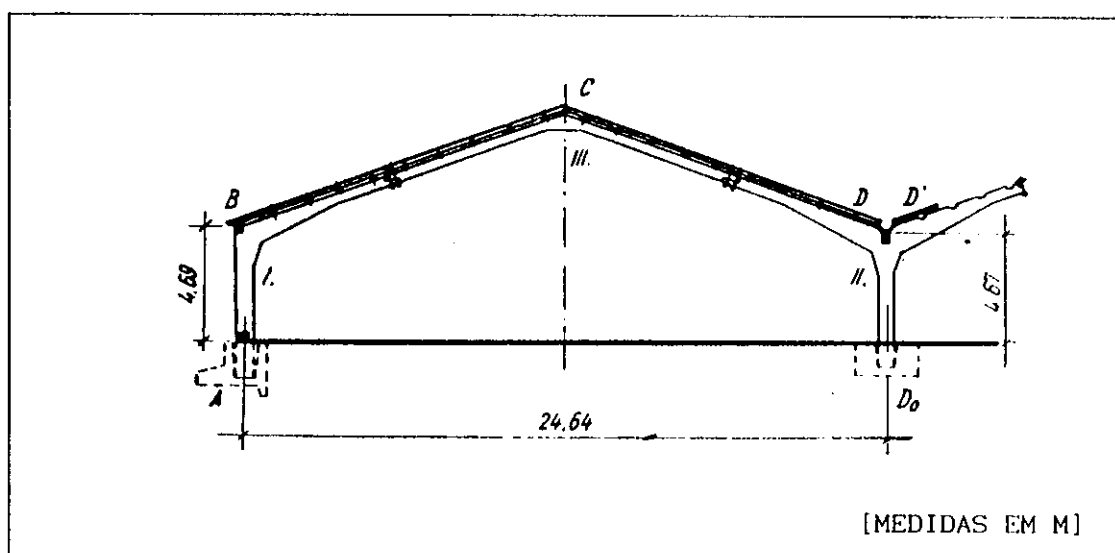


FIGURA 2.19 [16]

DETALHE DA EDIFICAÇÃO EM CORTE TRANSVERSAL

Os elementos, fabricados próximos à posição definitiva na estrutura, foram elevados mediante uma grua de mastil e unidos com ligação análoga às sambladuras nas peças de madeira - uniões aparafusadas (figura 2.20).

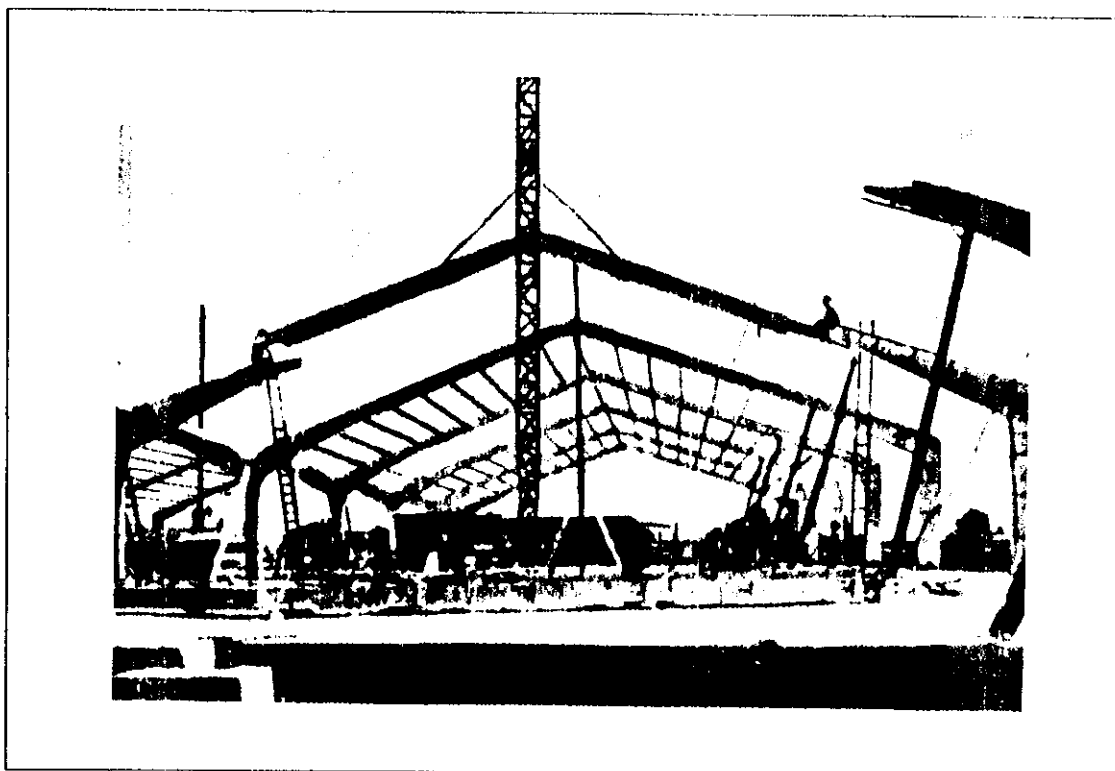


FIGURA 2.20 [16]

DETALHE DE ELEVAÇÃO DOS PÓRTICOS

2.7.4. GALPÕES LINEARES EM ESQUELETO FORMADO POR ELEMENTOS TRELIÇADOS

Exemplo: Edificação para caldeiras e turbinas da central de energia de TISZPALKONYA - Hungria.

Firma: "Oficina de Projetos de Edifícios para a Agricultura e a Indústria" - Budapest, Hungria.

Referência: Mook [16]

Os pórticos transversais desta edificação possuem 11,20 m de separação. Os pilares são elementos treliçados tipo vierendel e as vigas elementos em treliça de banzos paralelos.

As vigas principais, em treliça, estão unidas articuladamente aos pilares. A treliça superior (sobre a região das caldeiras) está apoiada nos pilares B e C e a treliça inferior (sobre a região das turbinas), nos apoios em D e E (figura 2.21).

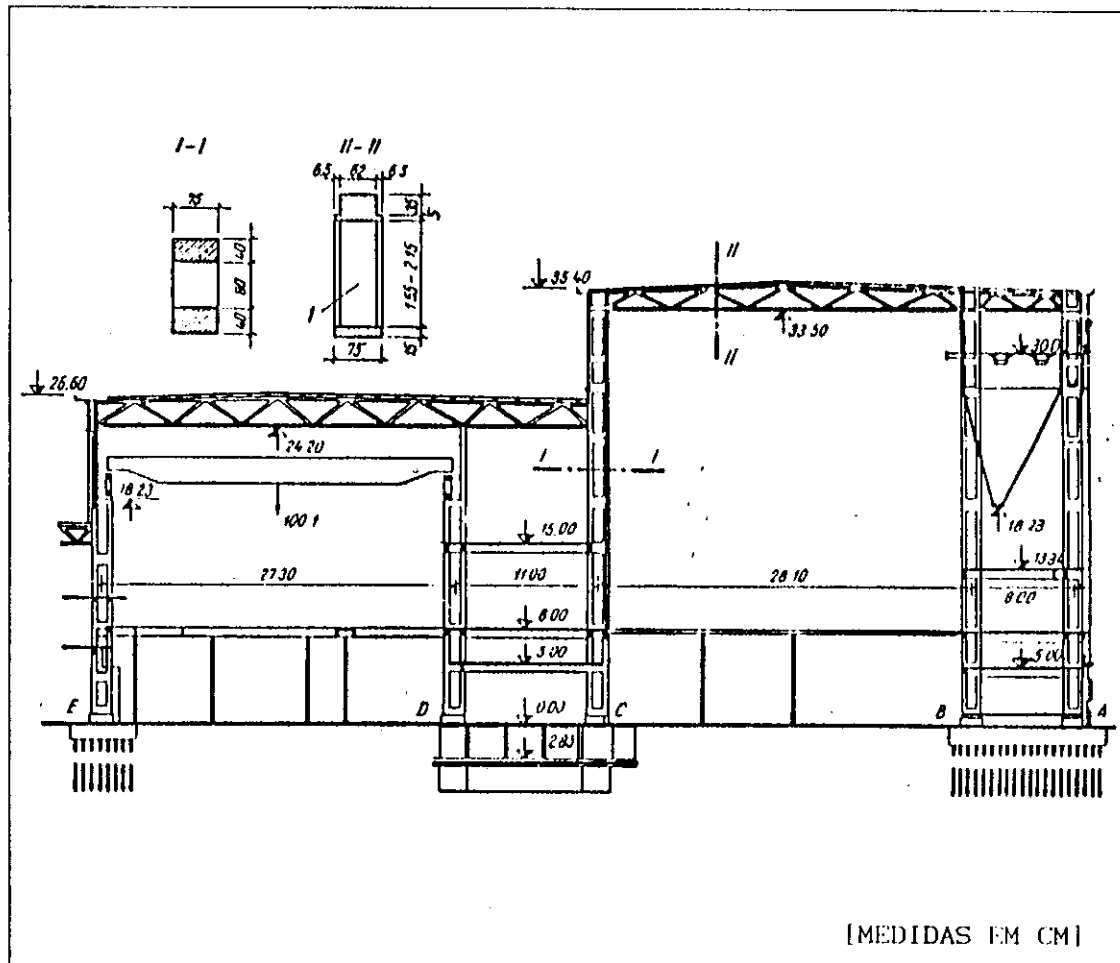


FIGURA 2.21 [16]

DETALHE DO GALPÃO EM CORTE TRANSVERSAL

Na figura 2.22 pode-se notar a organização para a produção dos elementos pré-moldados do galpão. Estes elementos, produzidos em local próximo a posição definitiva na estrutura, foram organizados de tal maneira que todas as peças, pertencentes a um pórtico transversal, estão colocadas entre duas vias de guias de mastis gêmeos, utilizadas na elevação.

O primeiro pilar a ser elevado foi o pilar A, com ponto de elevação situado no ponto A junto ao solo. O pilar seguinte foi o B, pré-moldado junto ao A, com ponto de elevação localizado no ponto B, junto a fundação. A distância entre os pilares A e B foi de 75 cm, necessária para conveniente execução e retirada das formas. Os pilares C e D foram posicionados e elevados segundo método análogo ao de A e B (figuras 2.22 e 2.23).

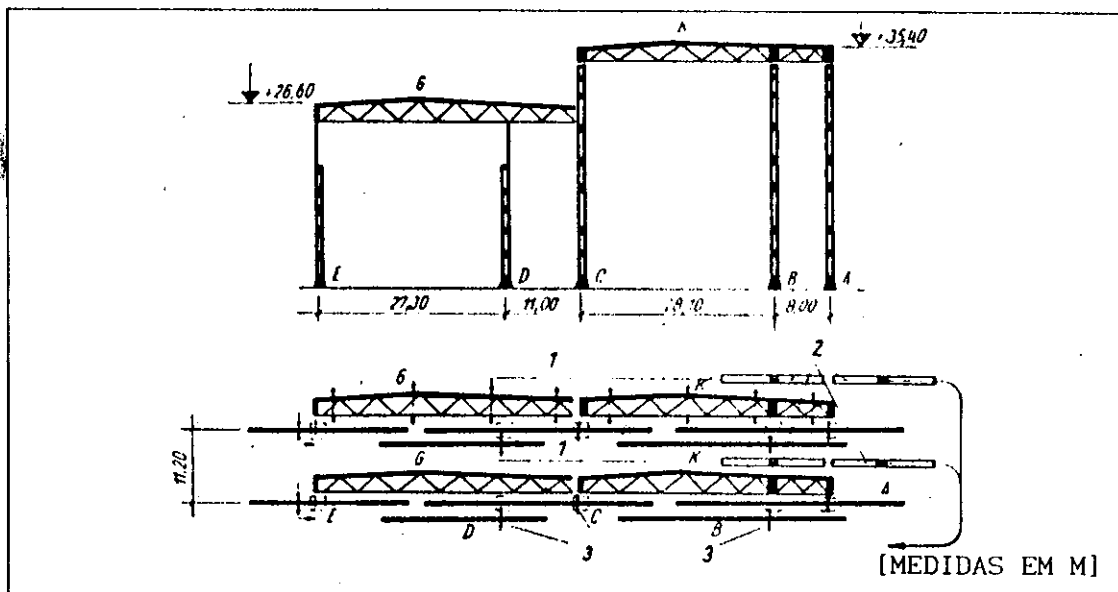


FIGURA 2.22 [16]
ORGANIZAÇÃO PARA A PRODUÇÃO DO PÓRTICO TRANSVERSAL

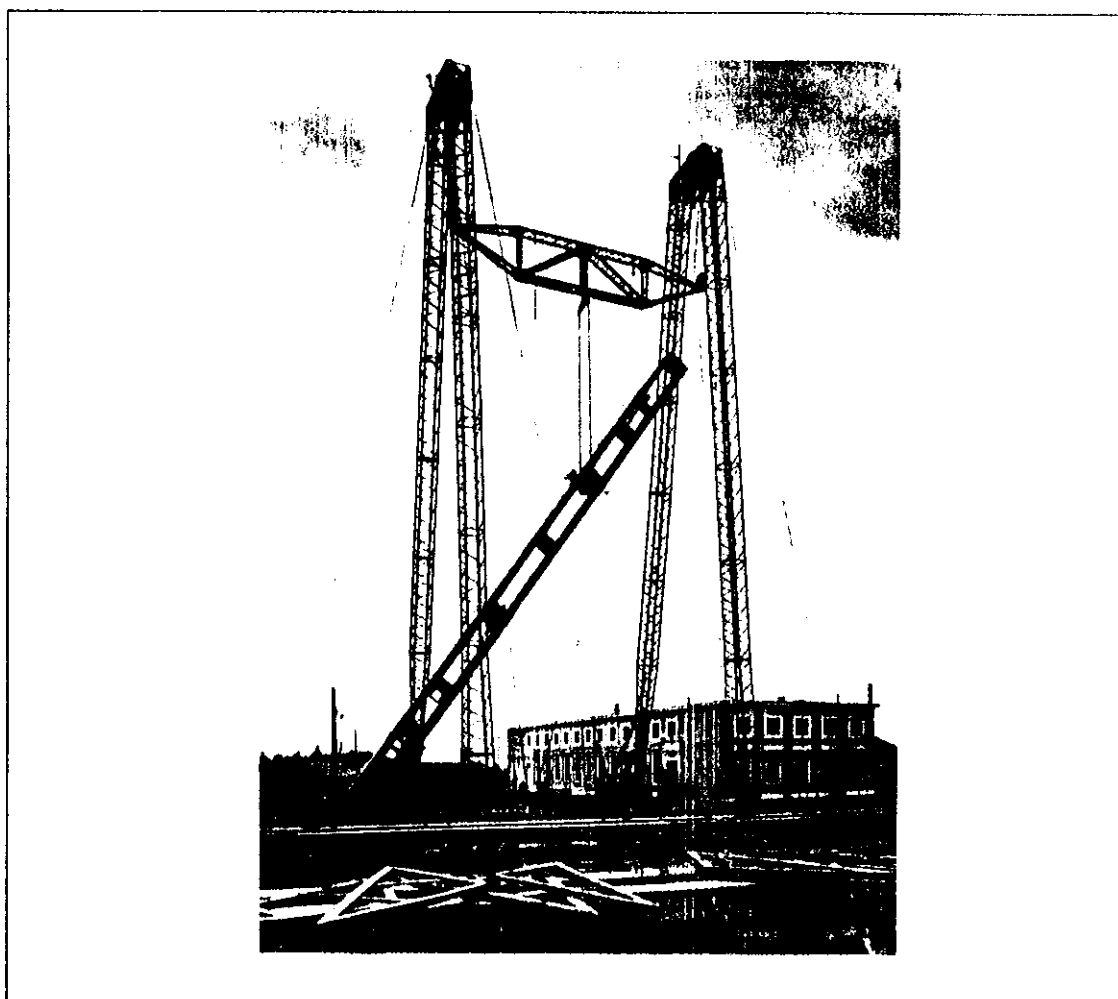


FIGURA 2.23 [16]
DETALHE DE ELEVACÃO DOS PILARES

Conforme observa-se na *figura 2.23* as guas elevam os pilares por um ponto utilizando um balancin. A parte inferior dos pilares, quando em elevação, move-se sobre um carrinho sobre trilhos até o ponto respectivo de união com a estrutura de fundação.

Os pilares foram protendidos provisoriamente durante a elevação, eliminando-se, deste modo, armaduras adicionais devidas aos esforços de elevação.

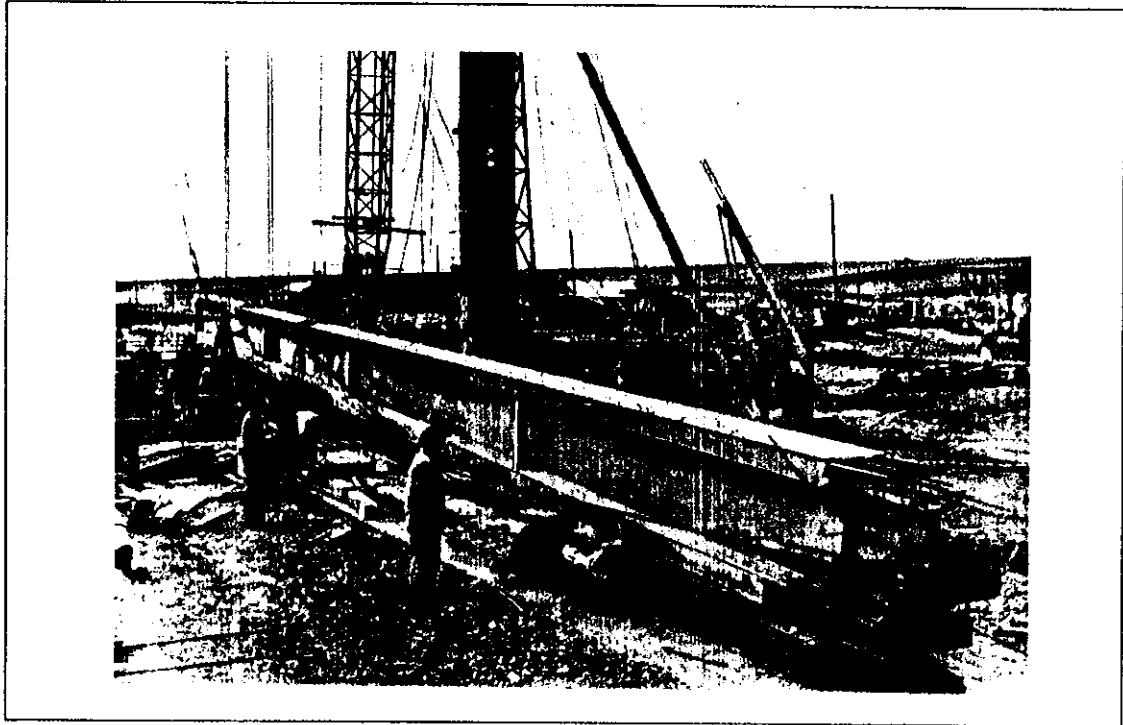


FIGURA 24.2 [16]

PROTENSÃO PROVISÓRIA DOS PILARES

A inclinação (giro-transversal) das treliças G e K foi realizada sem interrupção. Para esta operação, que exigiu 4 pontos de elevação, empregou-se 2 balancins (*figuras 2.25 a 2.27*)

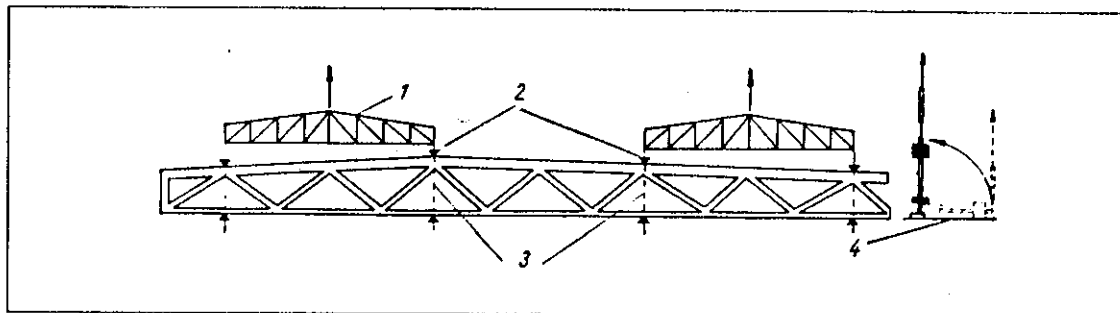


FIGURA 2.25 [16]

ESQUEMA PARA COLOCAÇÃO VERTICAL DAS VIGAS PRINCIPAIS EM TRELIÇA

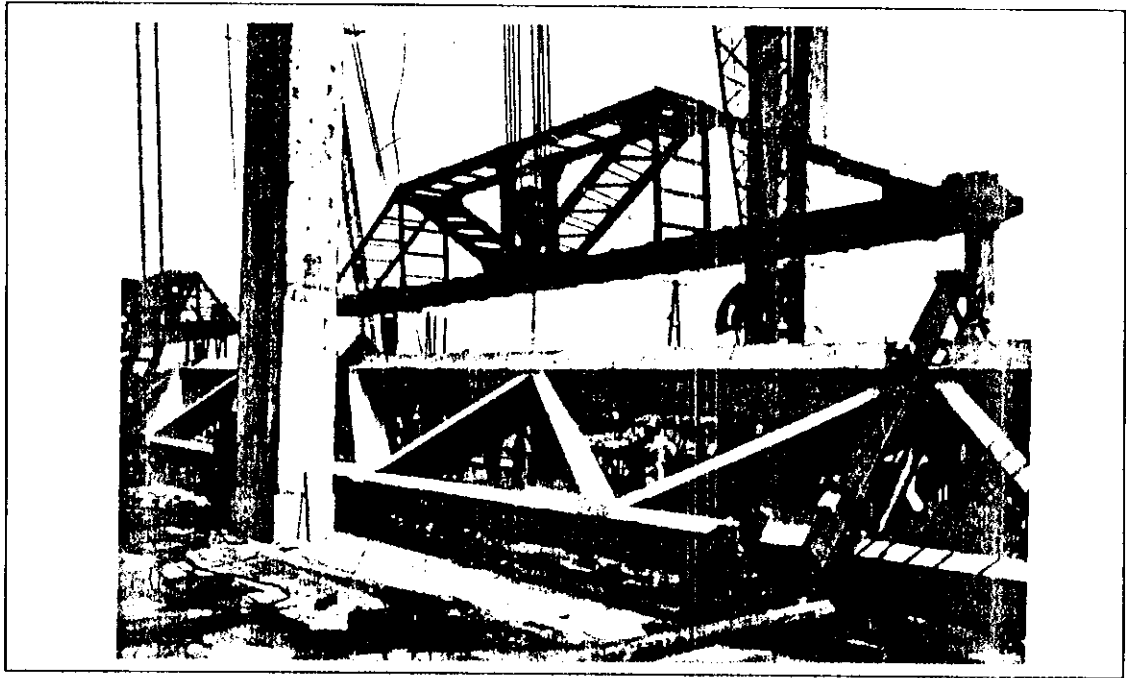


FIGURA 2.26 [16]
GIRO DAS VIGAS PRINCIPAIS EM TRELIÇA, PARA COLOCAÇÃO VERTICAL.

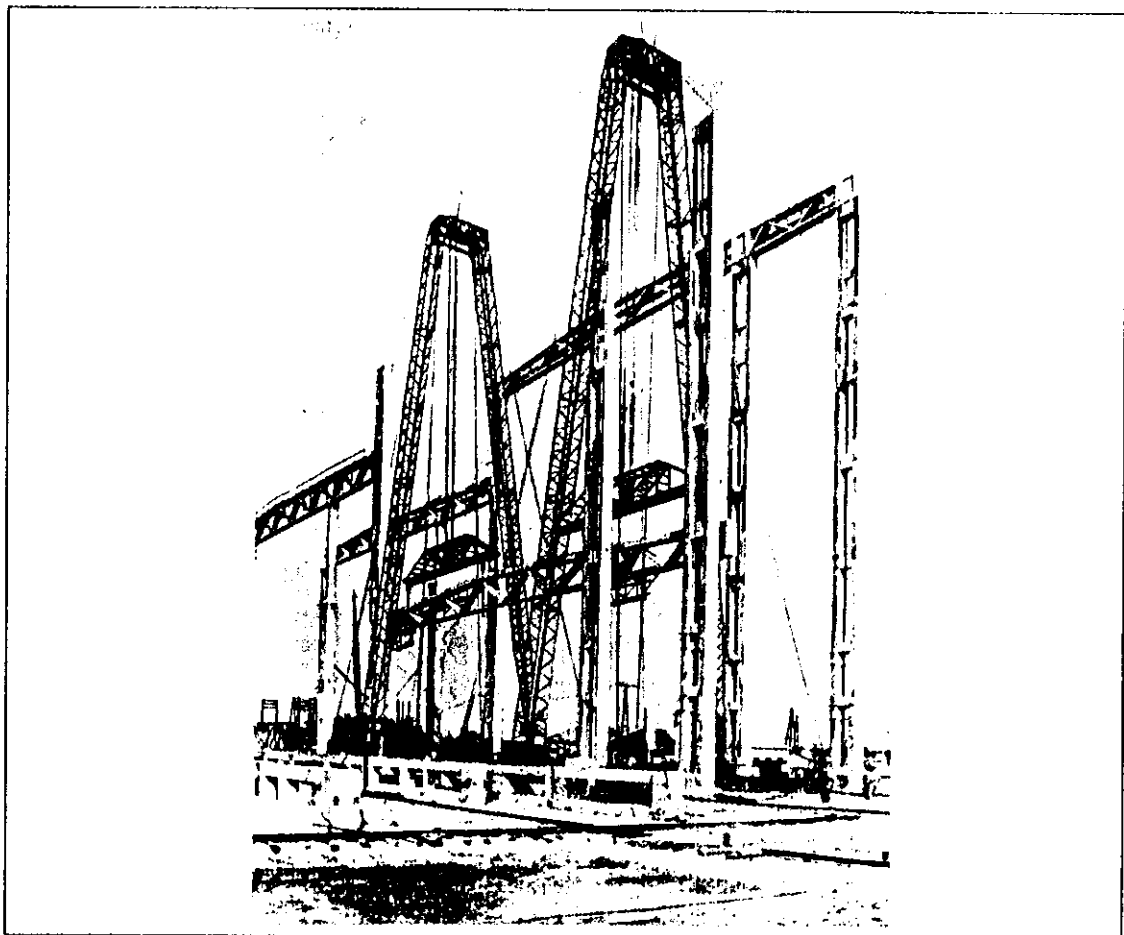


FIGURA 2.27 [16]
DETALHE DE ELEVÇÃO DAS VIGAS PRINCIPAIS EM TRELIÇA

O consumo de materiais, referido ao m^3 de concreto, foi o seguinte:

Para os pilares: (maior pilar com 60 t)

.150 kg de aço
.5,3 m^2 de formas

Para a treliça: (53 t)

.325 kg de aço
.11 m^2 de formas.

Exemplo: Edificação em "shed" em Difsd - Hungria.

Firma: "Oficina de Projetos de Edificações para a Agricultura e a Indústria" - Budapest.

Referência: Moko [16]

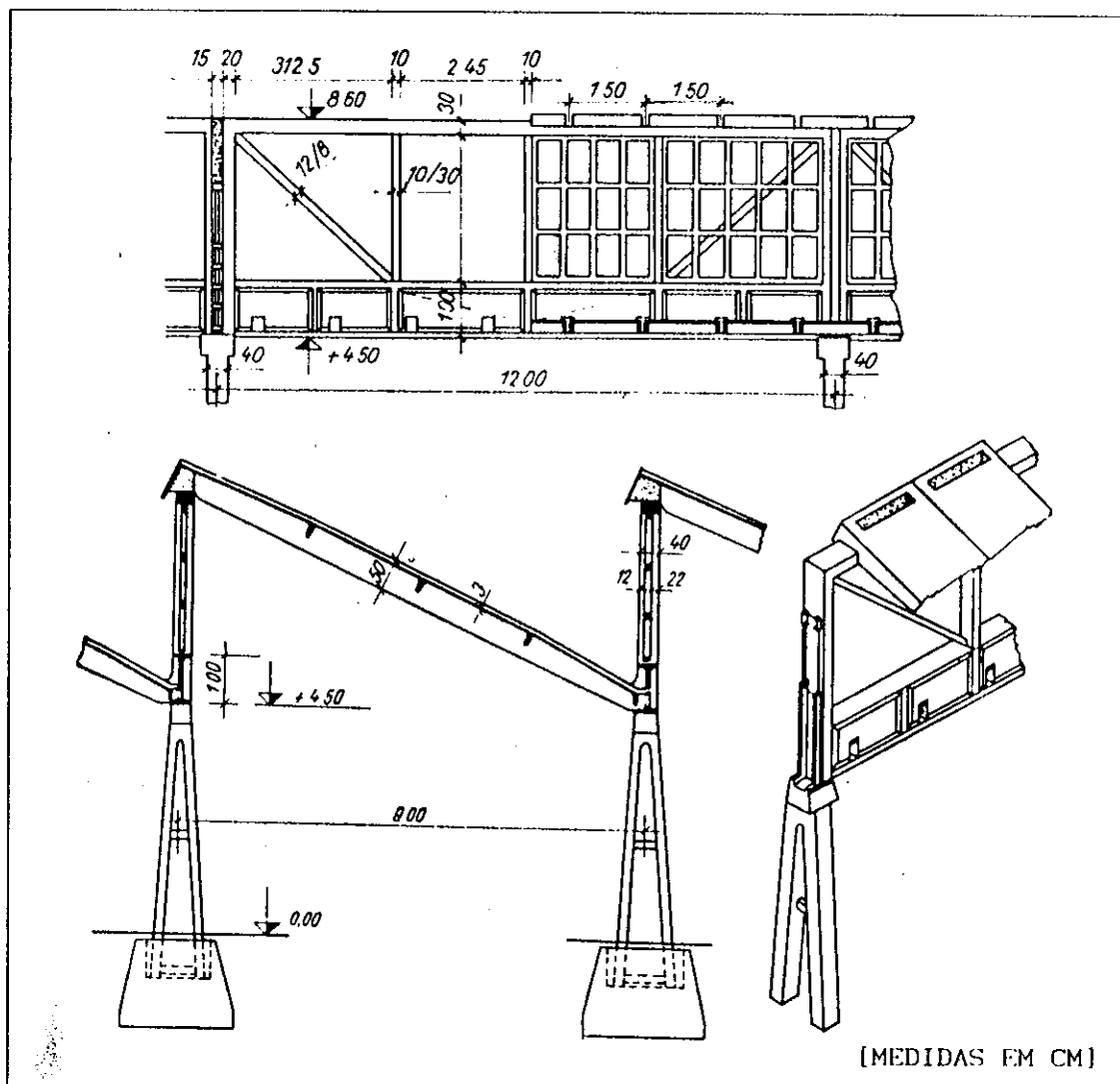


FIGURA 2.28 [16]
DETALHE DO GALPÃO EM CORTE TRANSVERSAL E LONGITUDINAL

Da forma como concebida, a edificação pode estender-se em ambas as direções, respeitando-se a modulação imposta pela separação entre pilares de 9 x 12 m. É composta de não mais que 3 tipos de elementos: pilares, vigas principais e peças de cobertura (figura 2.28).

Nos pilares do galpão, bifurcados em sua extremidade inferior, são concretadas peças de aço laminado para assegurar uma ligação satisfatória com as vigas principais.

A viga principal, em treliça de banzos paralelos, tem o banzo superior em seção retangular e o banzo inferior, tracionado, com seção em "I", onde existem alguns orifícios pelos quais passam os extremos inferiores dos elementos de cobertura. Os dois banzos estão unidos por montantes verticais, e o conjunto todo está provido de um tirante aproximadamente parabólico.

A viga principal, pré-moldada em posição horizontal, tem o giro para colocá-la em posição vertical indicado na figura 2.29.

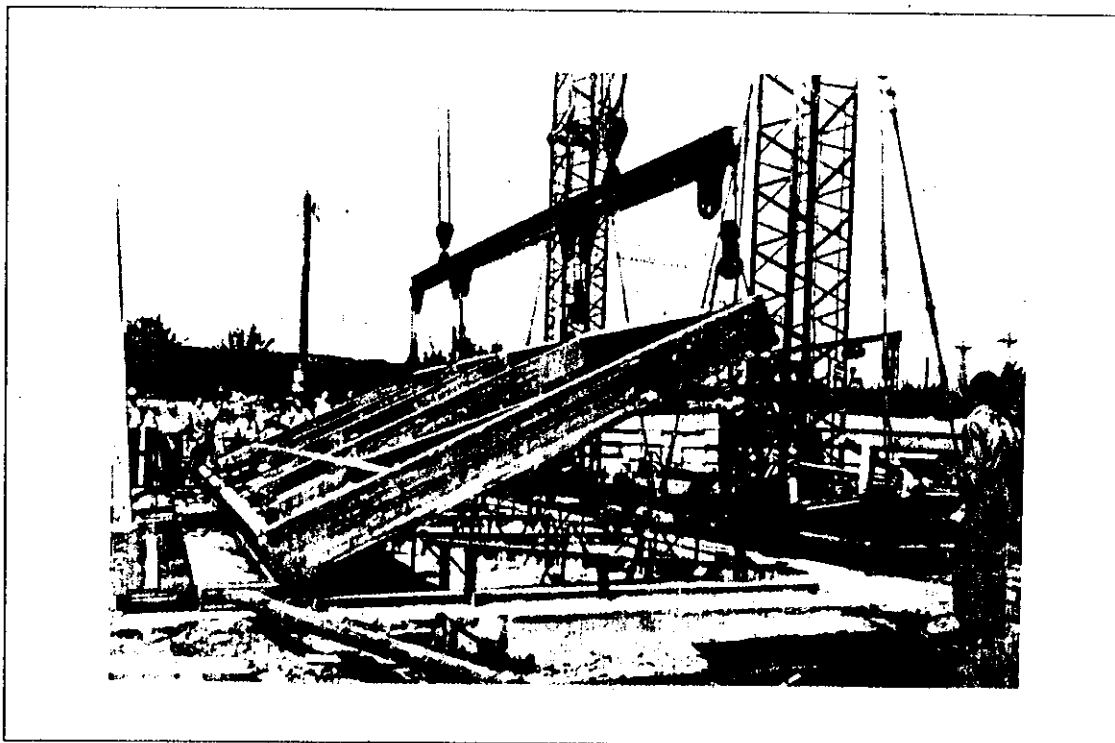


FIGURA 2.29 [16]

DETALHE DO GIRO DA VIGA PRINCIPAL EM TRELIÇA

As vigas principais, com 9t, são elevadas por intermédio de uma grua de pórtico e os elementos de cobertura com o auxílio de uma

grua sobre rodas. O balancim empregado para a elevação das peças de cobertura é inclinado, como pode ser observado na figura 2.30.

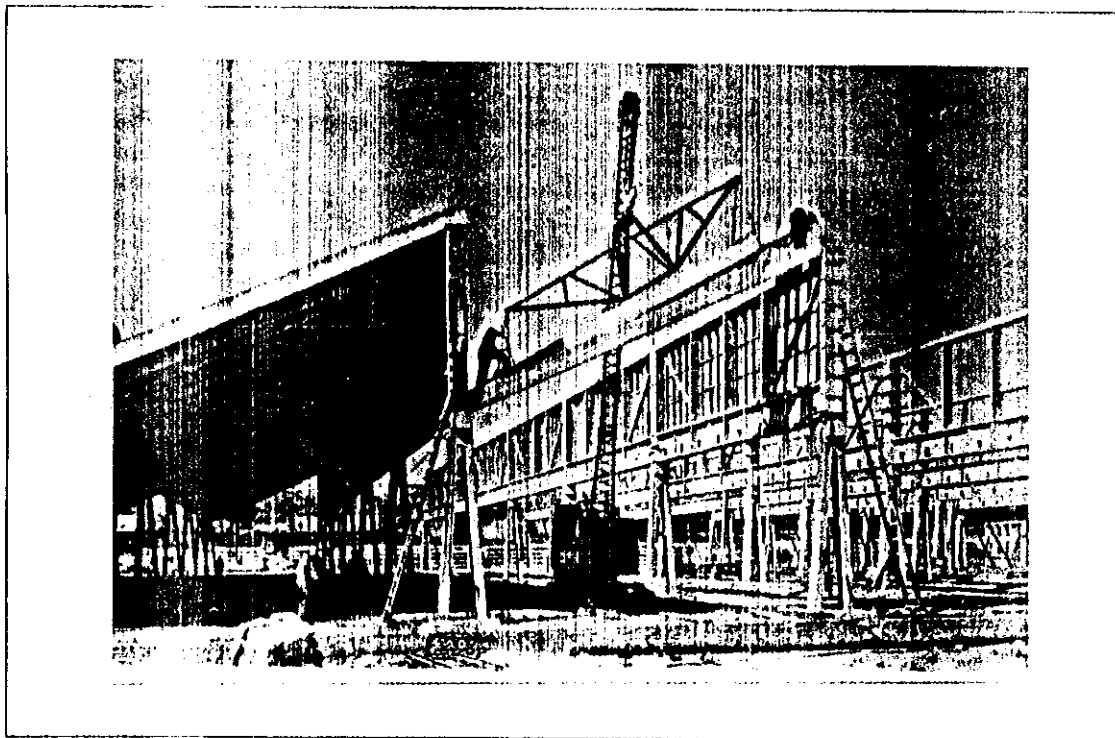


FIGURA 2.30 [16]

DETALHE DE ELEVAÇÃO DOS ELEMENTOS DE COBERTURA

As esquadrias, de concreto armado, foram colocadas posteriormente entre os montantes verticais da viga principal.

2.8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apresentados os exemplos de galpões lineares pré-moldados em concreto, nota-se a não inclusão de exemplos nacionais, inclusão esta desestimulada por:

-a quase inexistência, em bibliografia especializada, de exemplos nacionais que se enquadrassem no contexto do trabalho, ou seja, pré-moldados pesados com fabricação em canteiro.

-a insuficiência de dados construtivos nos poucos exemplos nacionais obtidos.

3. PROPOSTA CONSTRUTIVA DE UM GALPÃO COM COBERTURA EM DENTE DE SERRA

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Teve-se por objetivo, neste capítulo, a proposta de um sistema construtivo para galpões pré-moldados em concreto com cobertura em dente de serra, neste trabalho também denominado "tipo shed".

Uma vez proposto, foram indicadas alternativas para a produção, transporte, elevação e montagem dos elementos pré-moldados integrantes do galpão e, logo a seguir, escolhidas as que mais se adaptaram ao sistema construtivo em questão.

3.2 PROPOSTA CONSTRUTIVA

3.2.1. CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

As características iniciais adotadas na elaboração do projeto do galpão foram:

Vão transversal	15,00 m
Vão longitudinal	7,50 m
Pé-direito	6,00 m
Concreto	$f_{ck} = 25$ MPa
Aço	CA 50 B

Cobertura com telhas de fibrocimento.

Possibilidade de expansão em ambas as direções em planta.

Sistema construtivo constituído por um pórtico principal

transversal, no qual apoiam-se os elementos de cobertura e de fechamento lateral.

3.2.2. PROPOSTA INICIAL

Nas figuras 3.1 a 3.5, tem-se a proposta do galpão, indicando-se os pórticos transversal e longitudinal, e estudos do posicionamento das telhas de fibrocimento, da calha para escoamento das águas pluviais e do beiral.

O pórtico transversal é composto por uma viga vierendel (3), simplesmente apoiada em pilares com seção cheia em "C" (2). As vigas do shed (4) estão apoiadas na vierendel e nos pilares. Na vierendel apoiam-se no banzo superior e em consolos convenientemente posicionados no banzo inferior (fig. 3.9), no pilar apoiam-se na aba externa da seção transversal, em "C", do pilar. Por sua vez, as vigas do shed suportam as terças de cobertura (5) onde estão apoiadas as telhas de fibrocimento (6).

Finalmente, tem-se os pilares ligados à fundação por meio de elementos tipo cálice (1).

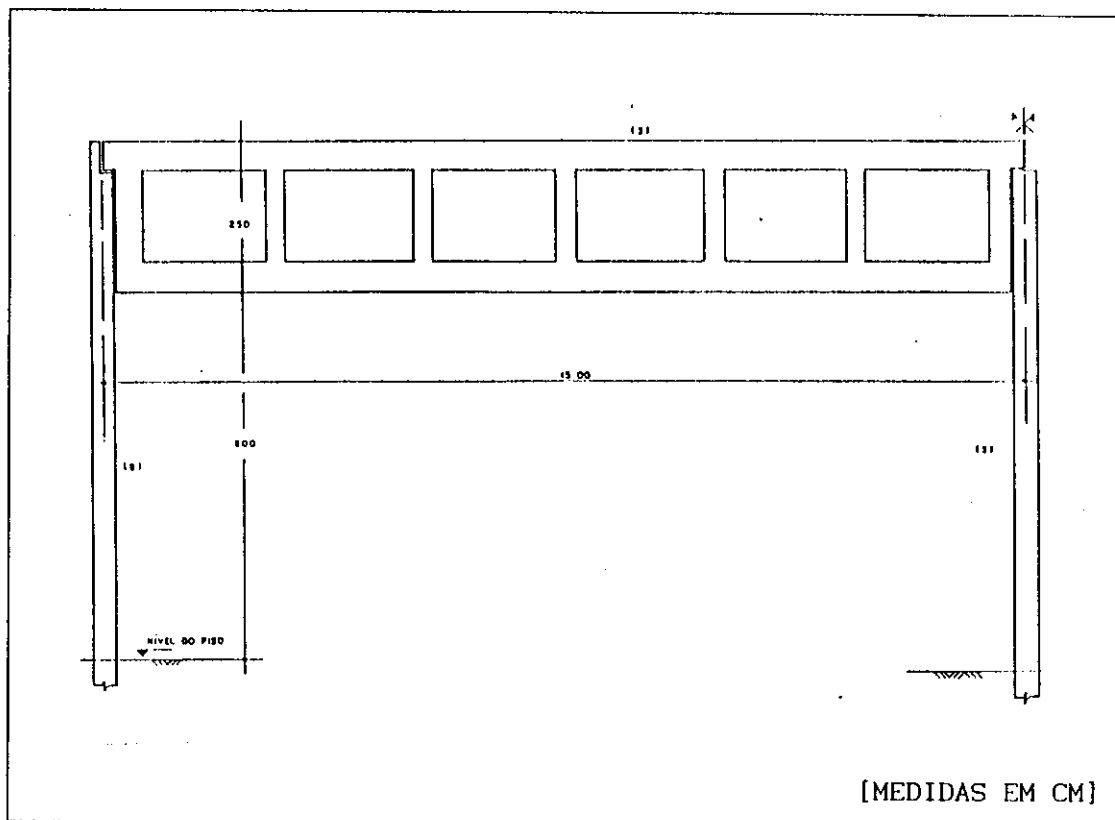


FIGURA 3.1
CORTE TRANSVERSAL

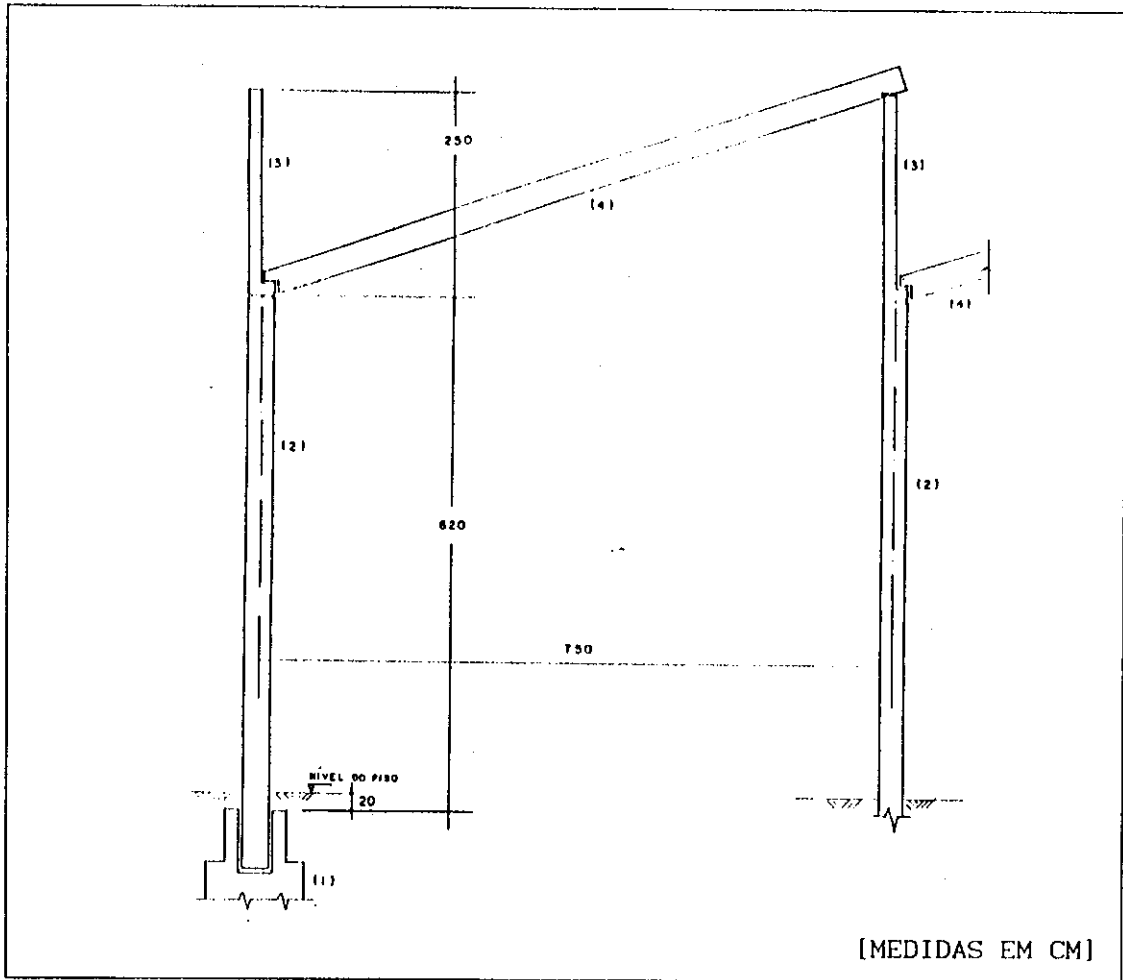


FIGURA 3.2
CORTE LONGITUDINAL

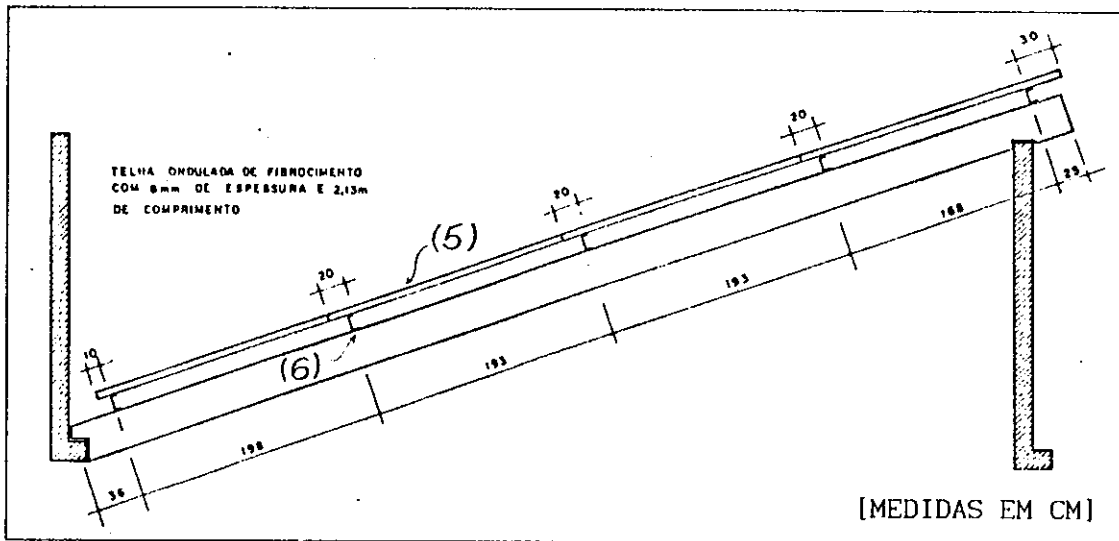


FIGURA 3.3
POSICIONAMENTO DAS TERÇAS E DAS TELHAS DE FIBROCIMENTO

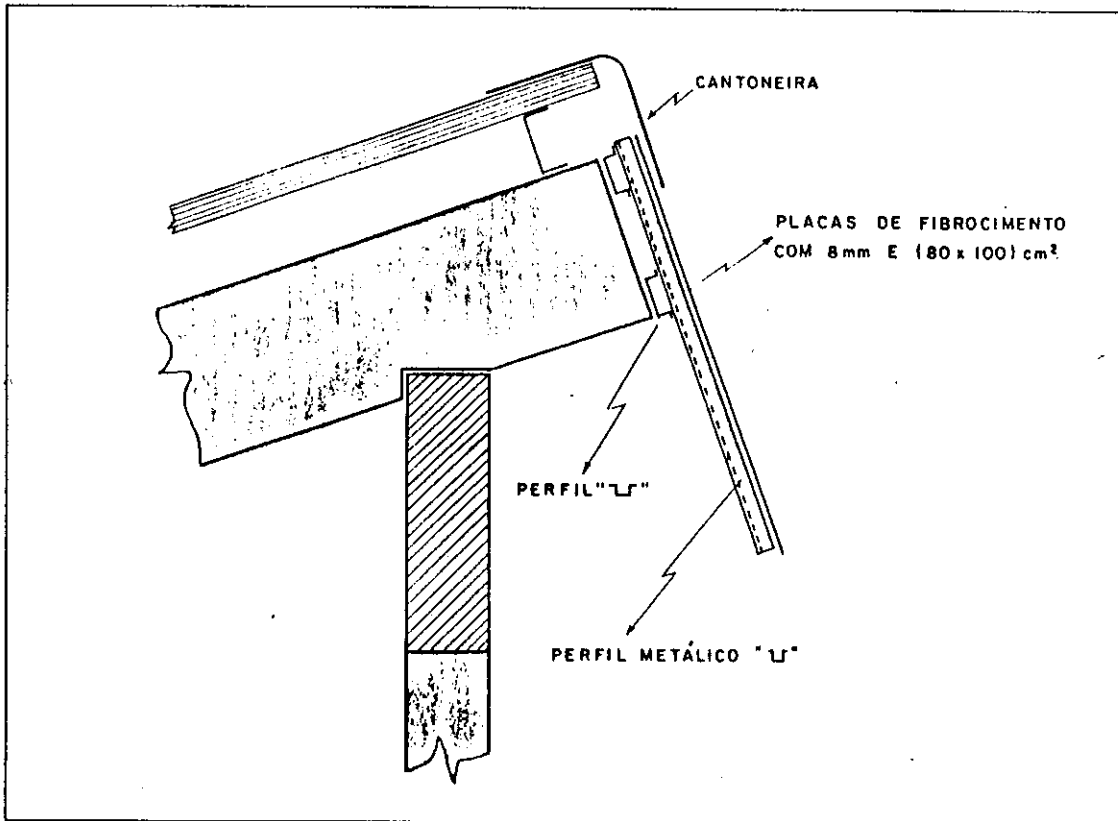


FIGURA 3.4
DETALHE DO BEIRAL

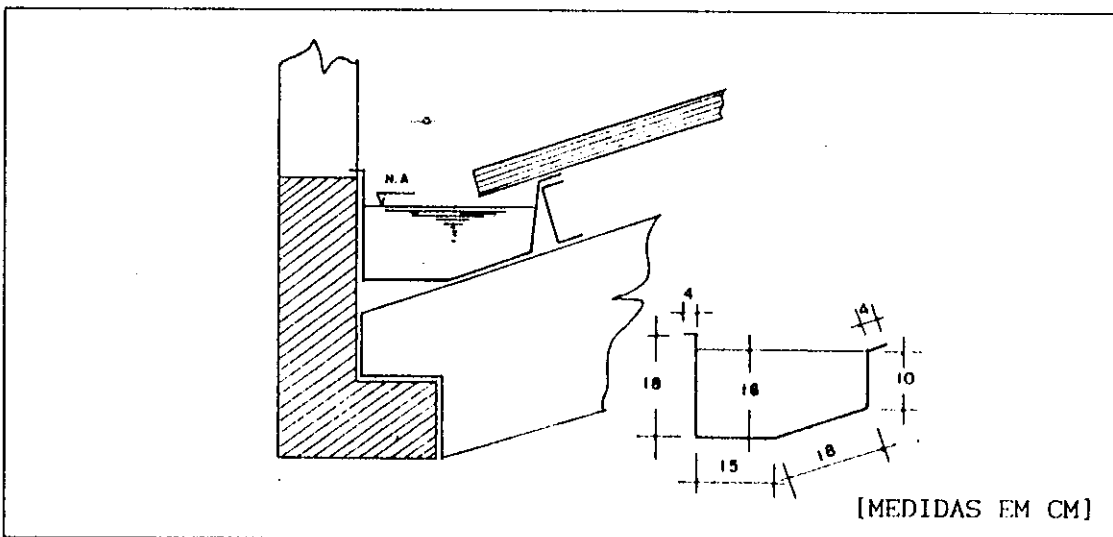


FIGURA 3.5
DETALHE DE POSICIONAMENTO DA CALHA PARA ESCOAMENTO PLUVIAL

3.2.3. DIMENSÕES PROPOSTAS PARA OS ELEMENTOS

3.2.3.1. Considerações Iniciais

Uma seção de emprego muito frequente em elementos pré-molda-

dos é a seção em "I". Esta seção proporciona economia de materiais, implicando em economia na elevação.

O pilar e a viga do shed são elementos retos. Sem dúvida alguma, a seção mais simples que pode ser adotada para estes elementos é a seção retangular com alma cheia. Atualmente, esta seção, de fabricação simples, é empregada para peças produzidas em pequenas quantidades.

3.2.3.2. Pilar e Viga do shed

Feitas as devidas considerações, o emprego da seção "I" parece o mais conveniente na fabricação da viga do shed. Entretanto, pela análise das dimensões da seção transversal desta viga do shed, considerou-se que a pequena economia de materiais, para o caso em questão, não justifica a maior dificuldade, encontrada na execução das fôrmas, com o emprego de uma seção I. Deste modo, para a viga do shed, foi empregada uma seção retangular com alma cheia (figura 3.6).

No caso do pilar, de forma a possibilitar o escoamento das águas pluviais (figura 3.8), adotou-se um seção em "C" na região de escoamento destas águas e, por razões estéticas, uma seção retangular cheia na região de ligação com a vierendel (figura 3.7).

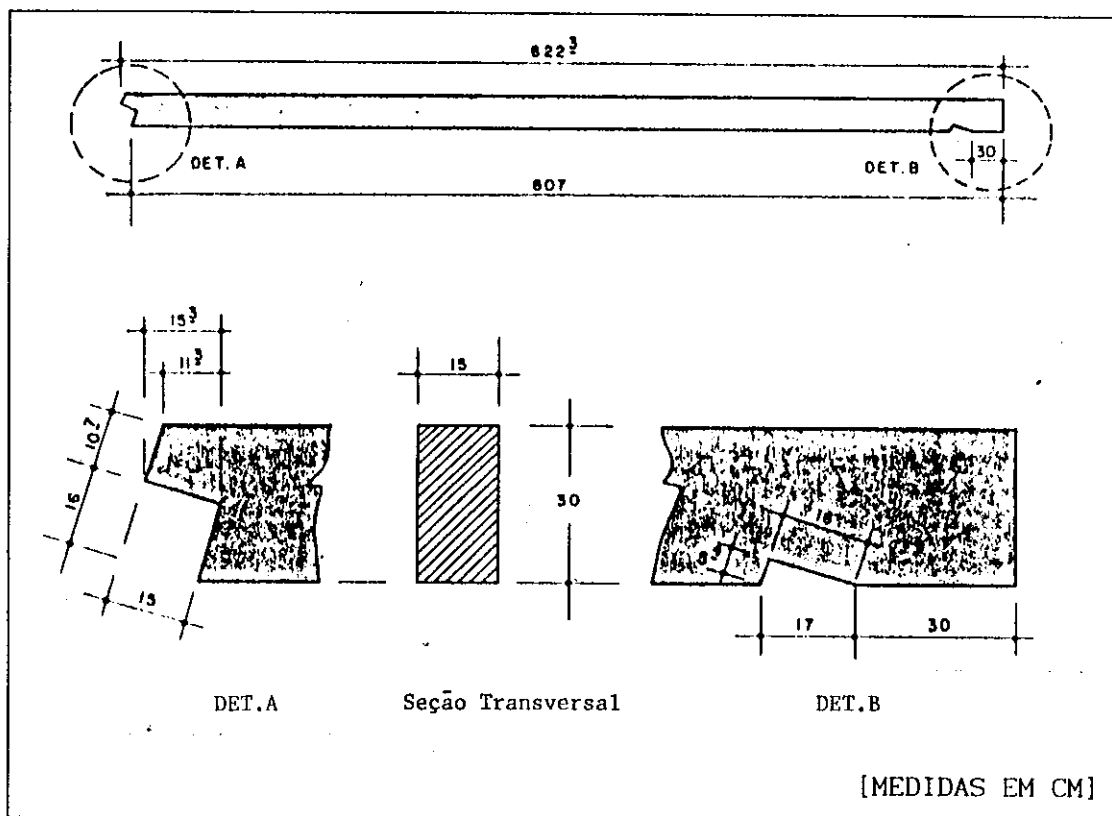


FIGURA 3.6
DIMENSÕES PROPOSTAS PARA A VIGA DO SHED

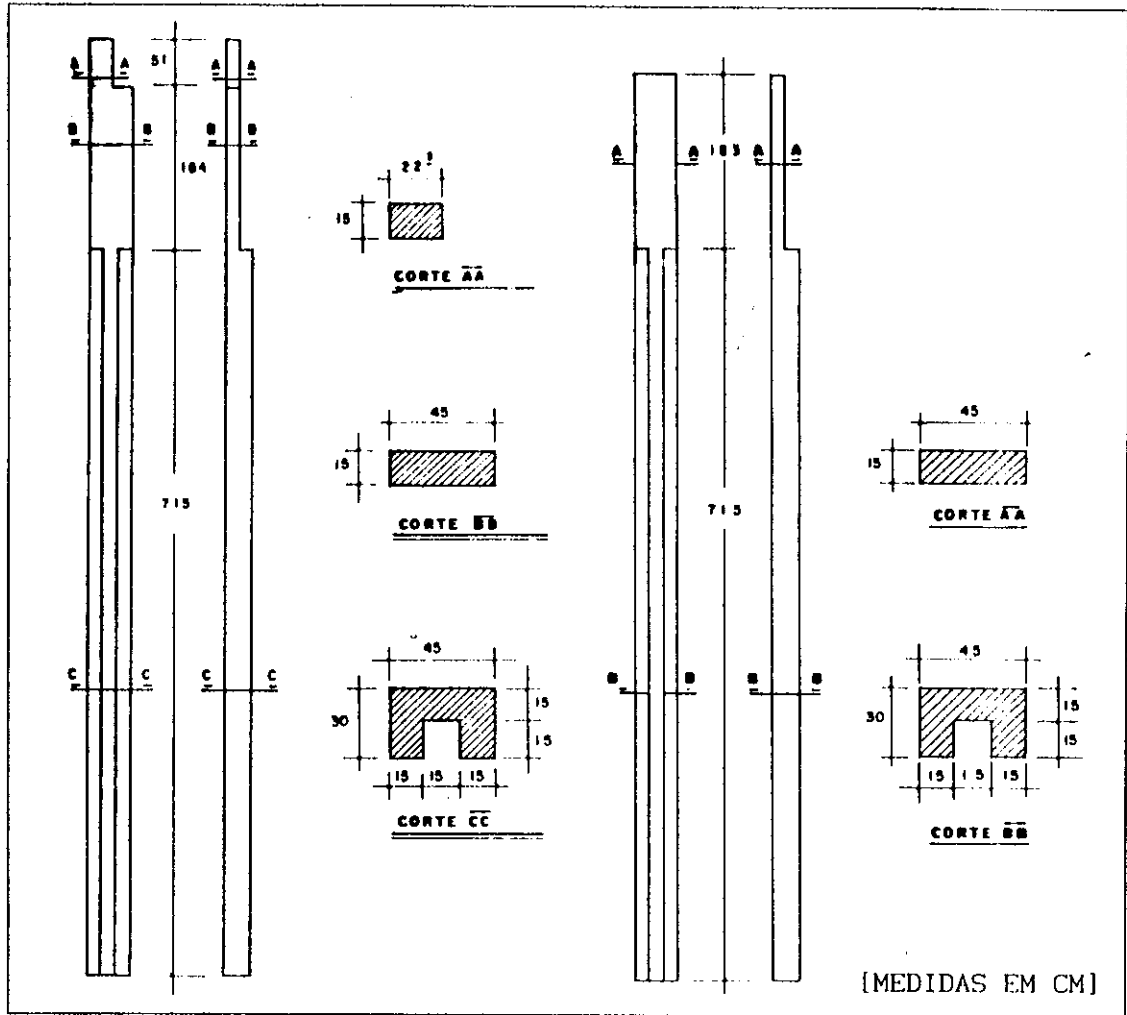


FIGURA 3.7
DIMENSÕES PROPOSTAS PARA OS PILARES

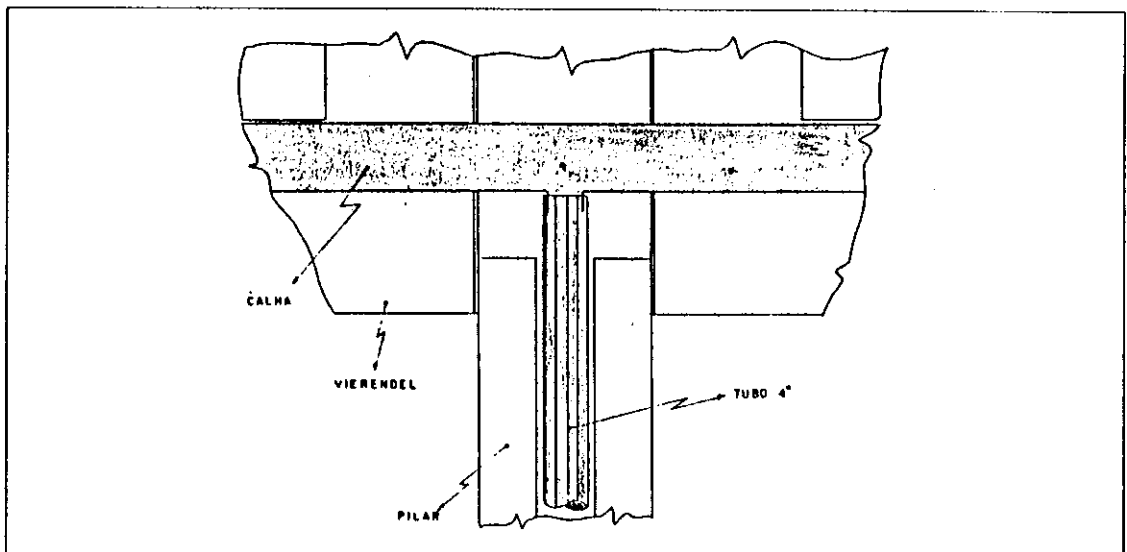


FIGURA 3.8
DETALHE DE ESCOAMENTO DAS ÁGUAS PLUVIAIS

3.2.3.3. Viga Vierendel

Justifica-se a opção por uma viga em elementos treliçados, pelo fato da mesma estar posicionada em uma região do galpão destinada às aberturas para iluminação. Nada mais lógico do que a opção por um elemento com aberturas tais, que permitam a passagem de luz para o interior da edificação e, ao mesmo tempo, exerça a sua função estrutural. Optou-se pelo formato vierendel devido às facilidades de produção e ao aspecto estético deste formato, proporcionando menor obstrução na região destinada às aberturas para iluminação.

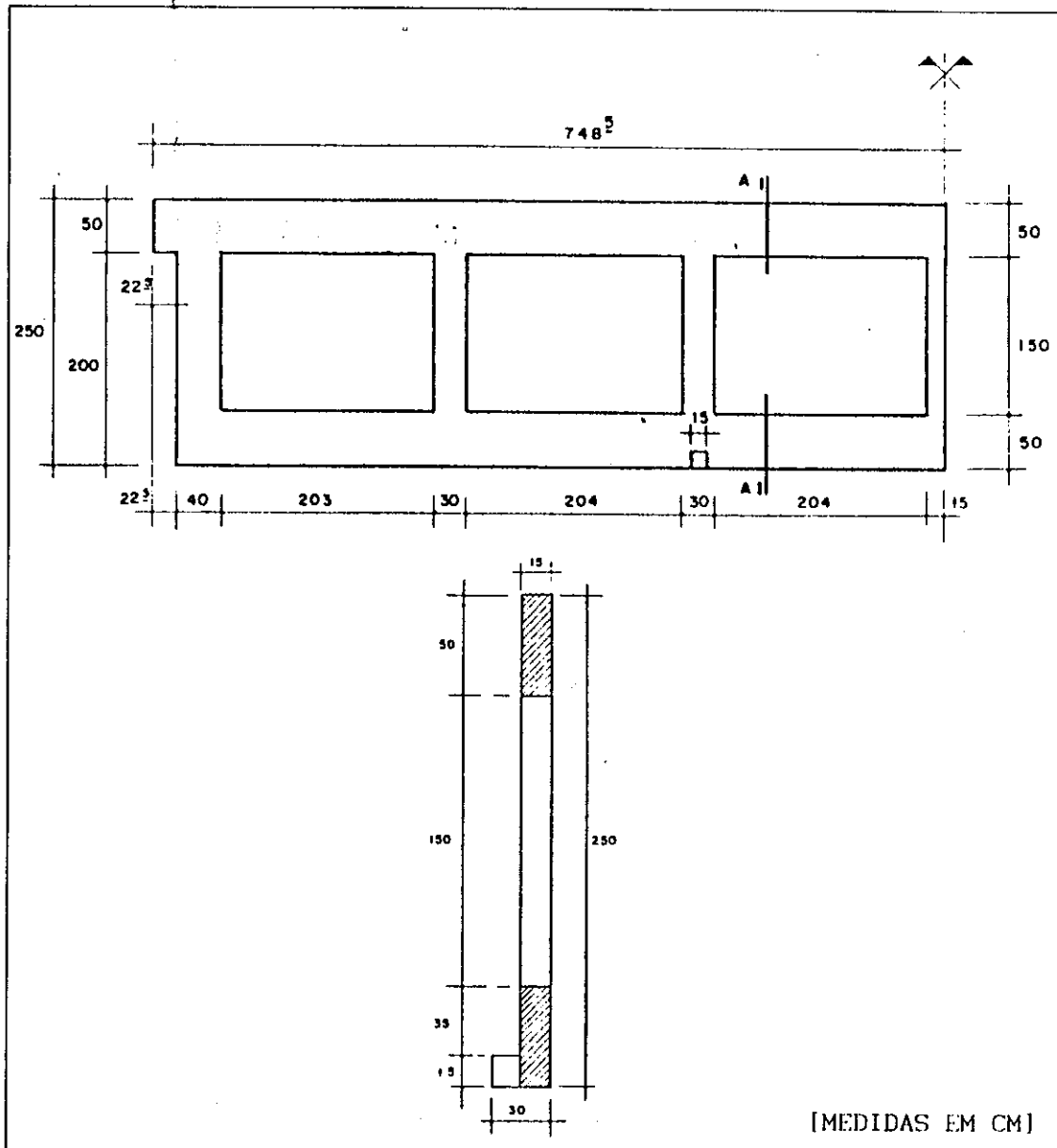


FIGURA 3.9
DIMENSÕES PROPOSTAS PARA A VIGA VIERENDEL

3.2.3.4. Terças

Segundo Koncz [12], a terça pré-moldada em concreto mais indicada para o caso em questão é a da *figura 3.10*.

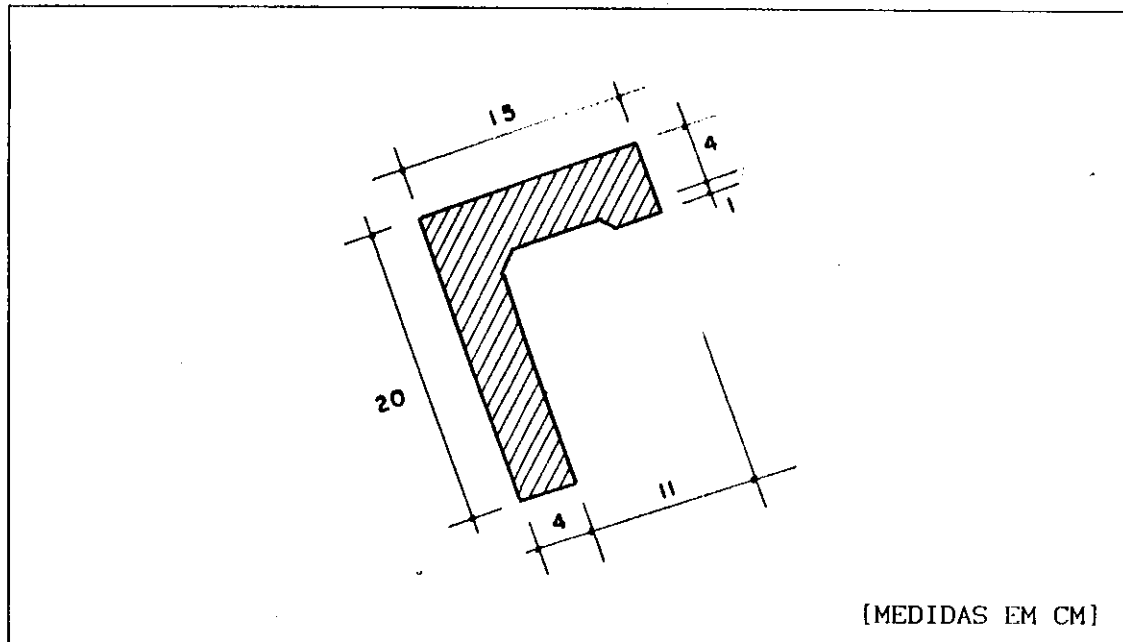


FIGURA 3.10
TERÇA PRÉ-MOLDADA EM CONCRETO PARA O SISTEMA CONSTRUTIVO PROPOSTO

Entretanto, quando em concreto, este elemento tem sido alvo de muitas críticas quanto a sua fragilidade, gerando dificuldades de manipulação durante a montagem da estrutura.

No presente trabalho, optou-se pela adoção de terças metálicas (*figura 3.11*), por julgar-se que as mesmas proporcionam montagem e ligações com a viga do shed mais satisfatórias que as terças em concreto.

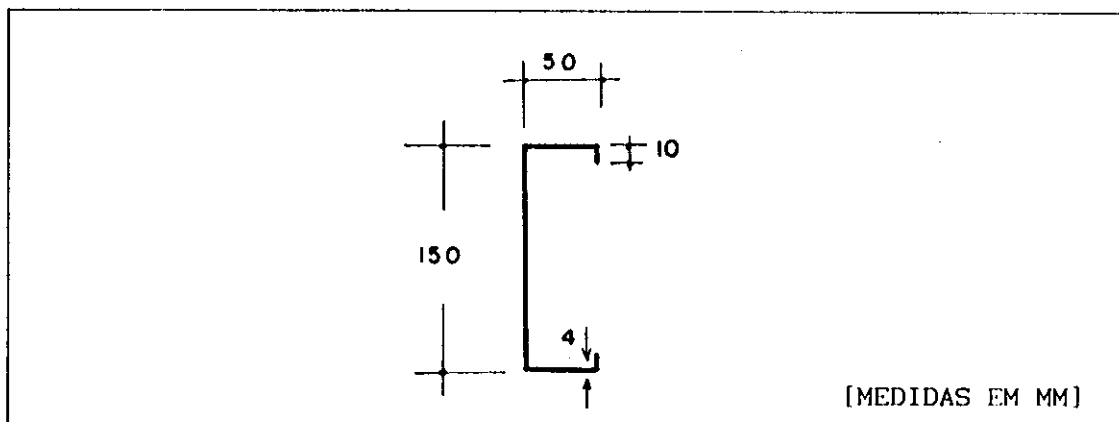


FIGURA 3.11
TERÇA METÁLICA PARA O SISTEMA CONSTRUTIVO PROPOSTO

3.3 ILUMINAÇÃO NATURAL E ORIENTAÇÃO DO GALPÃO

Os problemas do aproveitamento eficiente da iluminação natural e o da orientação, de forma a não permitir a penetração direta dos raios solares, nos galpões com cobertura em dente de serra, encontram-se abordados no anexo A deste trabalho.

3.4 FABRICAÇÃO DOS ELEMENTOS

3.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na medida em que se opta pelo emprego da pré-moldagem, as soluções improvisadas, frequentemente aplicadas às construções monolíticas, não são mais convenientes. A fabricação dos elementos transforma-se em um sistema complexo de variáveis, cuja solução depende de uma cuidadosa planificação, desde a escolha do processo de fabricação, fabricação propriamente dita e estocagem, se for o caso, para cada elemento pré-moldado constituinte do galpão.

De acordo com o local escolhido para a pré-moldagem, enumeram-se três processos distintos de fabricação do elemento;

1. Fabricação de grandes peças nos locais de elevação
2. Fabricação de pequenas unidades em centrais provisórias de pré-moldagem no local da obra.
3. Fabricação de peças em fábricas

Nos primórdios da pré-moldagem os elementos eram fabricados na própria obra, posteriormente, a fabricação foi trasladada para as fábricas.

Segundo Mork [16]: "Existe clara tendência, nos países altamente industrializados, à concentração da fabricação de todas as classes de peças em grandes fábricas, onde o transporte, inclusive de peças de grande peso, a longas distâncias não é raro. Já nos países socialistas, procura-se uma racionalização da produção dos elementos com base no peso dos mesmos, assim, peças de mais de 8 t de peso são execu

tadas no local da obra, sendo as unidades com peso menor, produzidas em centrais de pré-fabricação (fábricas permanentes)."

Na Hungria, segundo Mork [16]: "As peças com mais de 10t de peso, peças grandes, são fabricadas quase que imediatamente abaixo, do local definitivo do elemento, reduzindo-se a montagem basicamente ao transporte vertical do mesmo. As peças de peso menor que o dito limite, peças pequenas, são na maioria das vezes produzidas em canteiros provisórios estabelecidos no local da obra, ou, raras vezes, em centrais de pré-fabricação de grandes fábricas, como ocorre na Checoslováquia".

3.4.2 FABRICAÇÃO DO PILAR E VIGA DO SHED

3.4.2.1 Opções para Fabricação

Devido às características próprias destes elementos, pouco peso e dimensões não muito elevadas, aos mesmos pode ser dada a opção de fabricação em central provisória no local da obra ou em fábrica permanente, podendo as centrais de pré-moldagem, dependendo do montante de peças produzidas, ser instaladas provisoriamente na obra por períodos longos ou curtos de tempo.

De acordo com o sistema de produção, distingue-se duas classes de centrais de pré-moldagem; as que utilizam moldes fixos e as que empregam moldes móveis.

Pelo sistema de moldes fixos, o processo de trabalho se translada de molde a molde. Já no sistema de moldes móveis, o lugar de fabricação é fixo e são os moldes que se deslocam de um lugar de trabalho para outro.

O último sistema requer um maior grau de mecanização, não sendo, portanto, aplicado às centrais de pré-moldagem instaladas no local da obra, onde os custos, advindos de alta mecanização da central, não são justificados devido ao caráter provisório da mesma. O mesmo não acontece com as fábricas permanentes, onde a mecanização é fator primordial na fabricação eficiente dos elementos.

3.4.2.2 Opção Escolhida

Considerando os processos de fabricação anteriores, julgou-se ambos aplicáveis à fabricação dos elementos em questão.

Tanto a fabricação em centrais no local da obra, quanto em fábricas, podem tornar-se viáveis, dependendo das características próprias do sistema construtivo proposto. Somente depois de uma análise de custos, onde os custos de fabricação dos elementos pré-moldados, em fábricas (caráter de pré-fabricação), aliados aos custos de transporte dos mesmos, são confrontados com os custos de fabricação em centrais provisórias no local da obra, determina-se qual o processo de fabricação ideal.

Entretanto, no sistema proposto, tem-se algumas características peculiares, que conduzem à opção pelo processo de fabricação em centrais provisórias no local da obra utilizando-se moldes fixos:

1. Tem-se elementos com dimensões particulares, onde, de maneira alguma, as dimensões são coincidentes com as de algum outro elemento padronizado por fábricas existentes no Brasil, descartando-se então a possibilidade de aquisição dos mesmos diretamente das fábricas.
2. A fabricação destes elementos em fábricas permanentes torna-se viável ao prever-se fabricação em larga escala do galpão - justificando-se assim os custos de implantação do processo de fabricação. No caso do sistema proposto, a opção foi pela pré-moldagem, descaracterizando-se, a princípio, qualquer processo de fabricação em larga escala.

3.4.3. FABRICAÇÃO DA VIERENDEL

3.4.3.1. Opções de Fabricação

As opções de fabricação da vierendel, são as mesmas existentes para a fabricação de elementos treliçados em concreto.

A fabricação das treliças pré-moldadas em concreto armado, po

de ser feita no local da obra ou em fábricas.

No local da obra, as fôrmas são preparadas:

1. No piso da construção, próximos ao local de sua situação definitiva, suprimindo-se o transporte horizontal do elemento. A concretagem é feita utilizando-se o piso da edificação como fôrma. Pode-se então, citar como vantagens deste tipo de fabricação: economia de formas, concretagem em posição cômoda e diminuição dos custos com transporte dos elementos (*figura 3.12*).

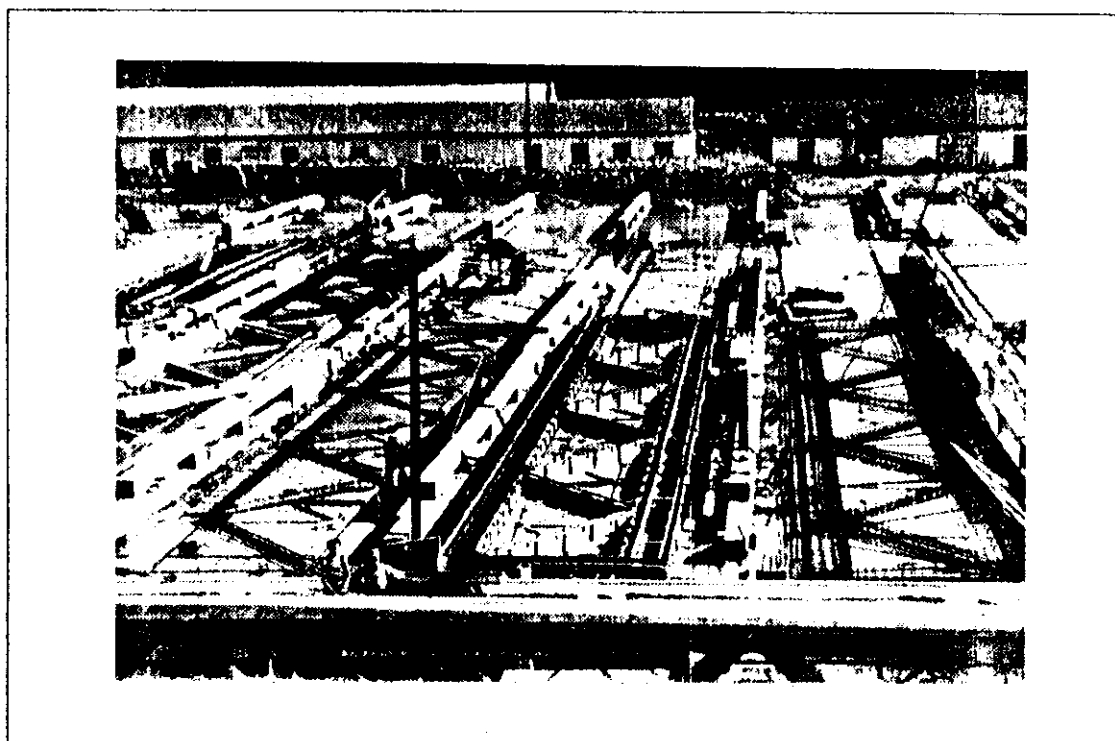


FIGURA 3.12 [12]

FABRICAÇÃO DE TRELIÇA EM POSIÇÃO HORIZONTAL NA ÁUSTRIA

2. Superpostos, formando pilhas, com fôrmas deslizantes laterais. Este processo de fabricação é conveniente quando todas as barras da treliça têm a mesma largura (*figura 3.13*).

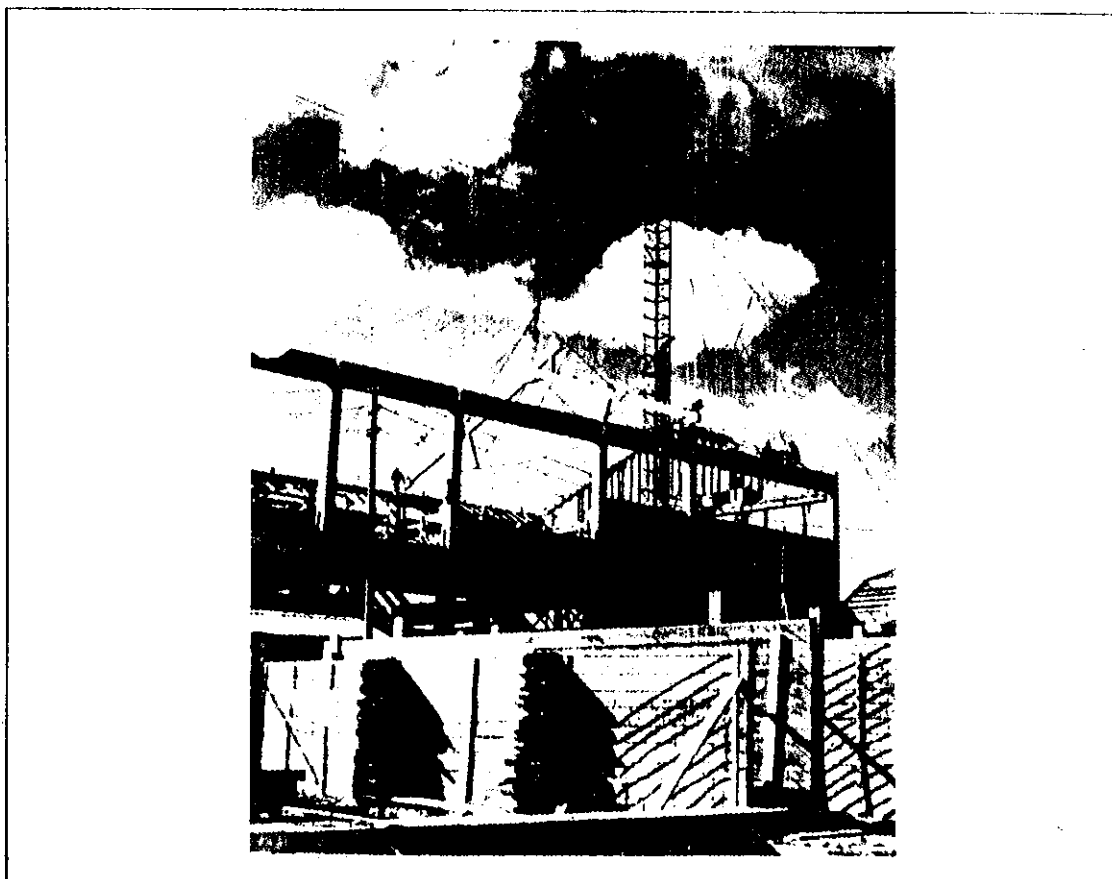


FIGURA 3.13 [12]

FABRICAÇÃO DE TRELIÇAS EMPILHADAS NA ESPANHA

Pode-se optar também pela fabricação das treliças em fábricas. Neste caso, a fabricação pode ocorrer como peça inteira ou dividindo-se a treliça em elementos menores, com fabricação separada dos mesmos.

Na fabricação da peça inteira tem-se a exigência de muito espaço na fábrica, razão pela qual raras são as vezes onde as treliças inteiras são fabricadas em locais cobertos. Além do problema de espaço, tem-se, na fabricação da treliça inteira em fábricas, o grande inconveniente do transporte, geralmente dificultado pelo tamanho e esbeltez da peça.

Por outro lado, a subdivisão da treliça em elementos menores, apesar de solucionar o problema de transporte e de espaço na fabricação, tem o grande inconveniente de que, subdividida, tem-se a exigência de maior mão de obra e preparação cuidadosa na montagem dos elementos.

3.4.3.2. Opção Escolhida

Evidenciados os prováveis processos de fabricação da vierendel e considerando-se os aspectos seguintes:

1. Devido às grandes dimensões do elemento, comprimento e altura, o transporte da mesma por caminhões não é recomendado.
2. A subdivisão da treliça em elementos menores, geralmente resulta em gastos adicionais com montagem local.
3. Devido à grande altura e pequena largura (2,5 X 0,15), a concretagem em posição horizontal é muito conveniente.
4. Os pilares e as vigas do shed serão fabricadas no local da obra. Deste modo, as equipes de trabalho utilizadas na fabricação daqueles elementos poderão ter melhor aproveitamento se a vierendel também for fabricada no local da obra.

Considerando os aspectos enumerados, propôs-se que a vierendel fosse fabricada em posição horizontal, com utilização do piso do local de fabricação como fôrma inferior do elemento e em central provisória de fabricação localizada na obra, suprimindo-se assim o transporte horizontal do elemento a grandes distâncias.

3.4.4. DETALHAMENTO DO PROCESSO DE FABRICAÇÃO ESCOLHIDO

Escolhido o processo de fabricação para os elementos pré-moldados, passa-se ao detalhamento do mesmo.

As centrais provisórias de pré-moldagem no local da obra constituem-se basicamente em quatro partes:

- zona de fabricação do concreto
- zona de preparação das armaduras
- zona de fabricação dos elementos
- zona de armazenagem dos elementos

A zona de preparação de armaduras geralmente situa-se ao lado da zona de fabricação dos elementos.

As dimensões da zona de fabricação do concreto dependem de vários fatores, tais como: quantidade de materiais para o uso diário, tipo de material a ser armazenado (cimento, areia, pedra, etc.), quantidade de materiais, grau de mecanização, sistema de transporte dos materiais, etc.

A superfície da zona de fabricação dos elementos determina-se pelo número de moldes (capacidade de pré-moldagem) e pela área livre para movimentação das equipes de fabricação. É usual construir-se um piso base na zona de fabricação, podendo o mesmo ser de concreto magro de 8 a 10 cm de espessura (no caso do sistema proposto este piso base é imprescindível, pois o mesmo servirá de forma inferior para a viga (ver del)).

A zona de armazenagem dos elementos é geralmente instalada no prolongamento da zona de fabricação, de tal forma que as gruas (de pórtico geralmente) sirvam às duas. Sua dimensão é dependente do tamanho e quantidade de peças armazenadas, do número de peças que serão empilhadas e da área necessária para a livre movimentação durante a armazenagem. A zona de armazenagem deve ter o piso nivelado, sendo conveniente forrá-lo com uma camada de britas.

A *figura 3.14* mostra uma sugestão de Makk [16], para a disposição das instalações em uma central provisória de pré-moldagem no local da obra. A disposição da zona de fabricação do concreto, da zona de preparação das armaduras, as divisões existentes na zona de fabricação dos elementos, assim como a união entre esta e a zona de armazenagem podem ser claramente identificadas nesta figura.

Na *figura 3.15*, é mostrada uma planta de pré-moldagem para peças pequenas em Gyongyos (Hungria). Notar o distanciamento entre as peças fabricadas, as vias das gruas de pórtico e, ao fundo, a zona de armazenagem.

Parece óbvio que o detalhamento completo desta central para o sistema proposto implica no conhecimento de vários fatores para o galpão em questão, tais como: o número de elementos a pré-moldar, mão de obra disponível, prazo construtivo, etc. Como para o sistema proposto estes fatores não são fixos, fica aqui a idéia geral destas instalações. Convém também observar que a zona de fabricação do concreto pode vir a ser eliminada se a opção for pelo emprego de concreto usinado.

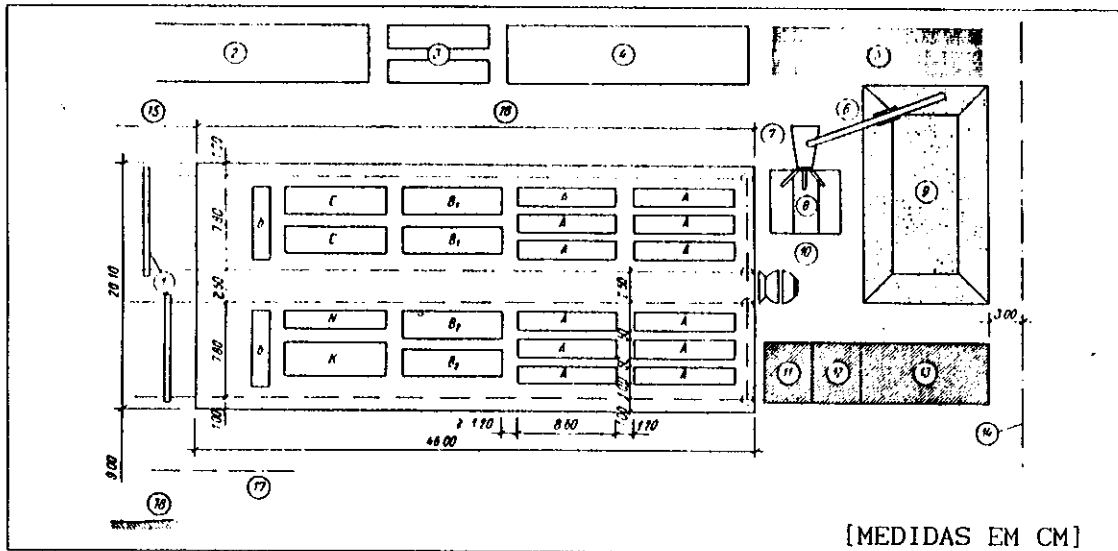


FIGURA 3.14 [16]

ORGANIZAÇÃO DE UMA CENTRAL PROVISÓRIA DE PRÉ-MOLDAGEM NO LOCAL DA OBRA

1.GRUA DE PÓRTICO, 2.DEPÓSITO DE BARRAS DE AÇO PRONTAS PARA UTILIZAÇÃO
 3.BANCADAS DE MONTAGEM DE ARMADURAS, 4.CORTE E DOBRAMENTO DE BARRAS DE
 AÇO, 5.DEPÓSITO DE BARRAS DE AÇO, 6.CORREIA TRANSPORTADORA, 7.CLASSI-
 FICADOR DE AGREGADOS, 8.AGREGADOS CLASSIFICADOS, 9.DEPÓSITO DE AGREGA-
 DOS, 10.BETONEIRA, 11.OFICINA, 12.ARMAZÉM DE FORMAS, 13.DEPÓSITO DE CI-
 MENTO, 14.VIA DE MOVIMENTAÇÃO, 15.ZONA DE ARMAZENAGEM, 16.PAVIMENTO DE
 CONCRETO NA ZONA DE FABRICAÇÃO DOS ELEMENTOS, 17.VIA ESTREITA DE MOVI-
 MENTAÇÃO, 18.EDIFICAÇÃO EM CONSTRUÇÃO.

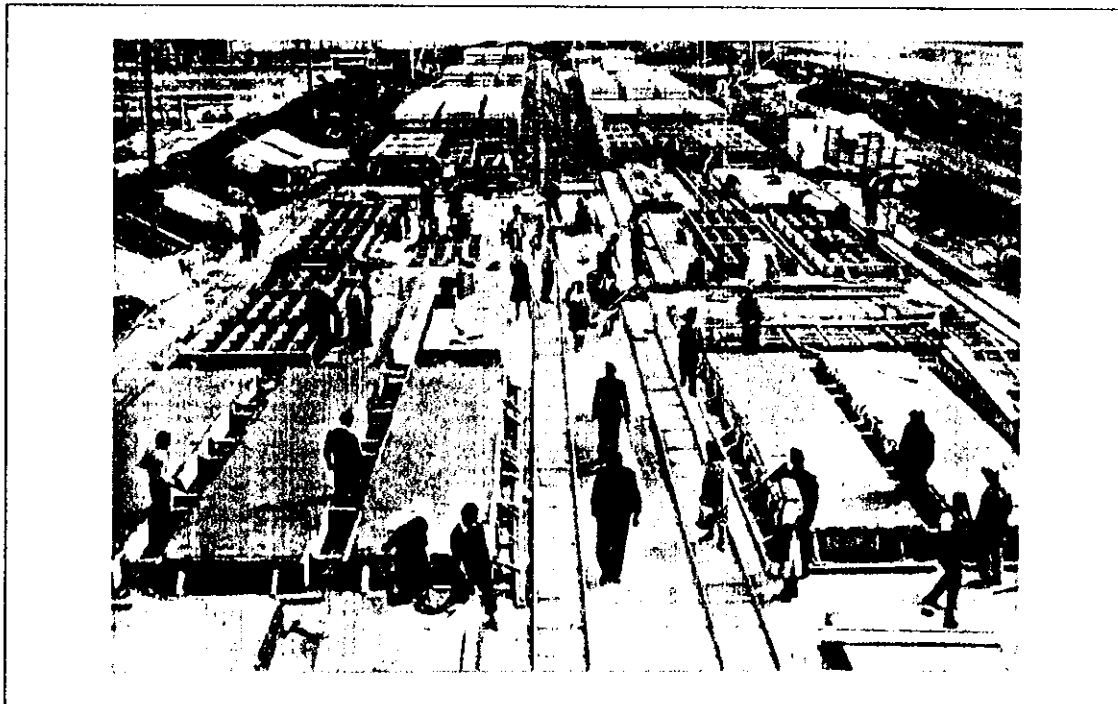


FIGURA 3.15 [16]

CENTRAL DE FABRICAÇÃO DE PEQUENAS PEÇAS PRÉ-MOLDADAS NA HUNGRIA

3.5. FÔRMAS

3.5.1. OPÇÕES PARA AS FÔRMAS DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS

Entende-se por fôrma, todo dispositivo de moldagem utilizado para a fabricação de elementos em concreto (no caso, peças pré-moldadas em concreto).

Uma das grandes vantagens das estruturas pré-moldadas é a fácil execução das fôrmas e a oportunidade de reutilização das mesmas, com muito maior frequência que nas estruturas monolíticas.

Pelo entender de Koncz [12]: "As fôrmas utilizadas na construção pré-moldada devem cumprir uma série de condições e requisitos, já que a exatidão e precisão dos elementos, bem como sua qualidade, dependem em grande parte das fôrmas utilizadas". Isto posto, dá-se preferência às fôrmas que:

1. Tenham estabilidade de volume
2. Sejam reutilizáveis várias vezes
3. Sejam de manejo fácil
4. Apresentem pouca aderência com o concreto e facilidade de limpeza
5. Tenham versatilidade - utilizáveis para perfis diversos
6. Sejam transportáveis

Os materiais empregados na confecção das formas podem ser: madeira, aço, concreto ou plástico.

Fôrmas de aço têm tido emprego cada vez maior na pré-moldagem. São relativamente caros, sendo oportuno o seu emprego em grandes séries de fabricação. São apropriados para grandes vigas, pilares e também para elementos de parede.

Fôrmas de madeira são adequados para fabricação em séries pequenas. São apropriados para fabricação de vigas em alma cheia, elementos treliçados e também como fôrmas laterais para elementos de cobertura, fechamento lateral ou piso.

Fôrmas de concreto são empregados principalmente como matrizes para elementos de cobertura e de parede.

Citando Mork [16] mais uma vez: "Em caso de pré-moldagem no local da obra, as fôrmas são construídas quase sempre de madeira. O emprego de fôrmas de aço ou concreto é justificado somente em casos excepcionais, recomendando-se a aplicação de fôrmas de aço unicamente quando se requer a produção contínua de peças padronizadas para vários edifícios. O uso de fôrmas de aço é preferível no caso de fabricação em fábricas e imprescindível se o concreto é vibrado em mesas vibratórias".

Apresenta-se a seguir uma tabela, extraída de Koncz [12], com as características próprias de cada fôrma empregada na construção pré-moldada.

	AÇO	MADEIRA	CONCRETO	PLÁSTICO
REUTILIZAÇÕES	500 - 1200	20 - 100	100 - 200	100 - 400
CONSTÂNCIA DE VOLUME	BOA	RAZOÁVEL	BOA	BOA
MANEJO	BOM	BOM	RAZOÁVEL	BOM
POSSIBILIDADE DE TRANSFORMAÇÃO	BOA	BOA	RUIM	RAZOÁVEL
NÃO ADERÊNCIA	BOA	RAZOÁVEL	RAZOÁVEL	BOA
FACILIDADE DE TRANSPORTE	BOA	BOA	RAZOÁVEL	BOA

TABELA 3.1 [12]

CARACTERÍSTICAS PRÓPRIAS DE CADA FÔRMA EMPREGADA NA PRÉ-MOLDAGEM

3.5.2 OPÇÃO ESCOLHIDA

Considerando-se o exposto anteriormente e levando-se em consideração as características próprias do sistema construtivo proposto, elementos pré-moldados no local com produção não muito elevada; julgou-se conveniente a escolha de fôrmas de madeira para a fabricação dos elementos em questão.

3.6 ELEVAÇÃO

Antes da seleção dos equipamentos e métodos de elevação utilizados na montagem de uma dada edificação pré-moldada, uma grande variedade de fatores devem ser levados em consideração, tais como:

- vãos, altura e sistema construtivo da edificação.
- localização e topografia do terreno da edificação.
- peso, dimensões e conformação dos elementos pré-moldados
- distância entre os elementos pré-moldados
- tipos de ligações entre os elementos pré-moldados
- tempo de elevação de cada elemento pré-moldado
- equipamentos disponíveis no mercado, etc.

3.6.1. SELEÇÃO DAS MÁQUINAS DE ELEVAÇÃO (GRUAS)

Uma análise de cada obra é necessária na seleção da máquina de elevação mais apropriada. Nesta análise é importante o posicionamento do equipamento, de tal forma que o maior número de peças possam ser elevadas sem grandes movimentações do mesmo.

Nenhuma máquina de elevação deve ser selecionada antes das devidas considerações:

- peso, dimensões e raio de elevação da peça maior e com maior peso da edificação.
- os máximos raio e altura de elevação encontrados na montagem
- o número de elevações a serem executadas e com qual frequência.
- a mobilidade requerida para a máquina, condições do local e espaço disponível para elevação.
- se os elementos a elevar deverão ou não ser mantidos suspensos e, em caso afirmativo, por qual período de tempo.
- viabilidade e custos do equipamento.
- custos de transporte do equipamento e alterações do comprimento de braço do guindaste (se for o caso).
- folga entre a carga e o braço do equipamento e adequado trecho de cordoamento necessário para elevação requerida.

3.6.1.1. GRUAS MÓVEIS - SOBRE RODAS OU ESTEIRAS

Segundo Konkz [12]: "As autogruas são o meio mais apropriado para a montagem de galpões, sendo rentáveis quando podem instalar todos os elementos da edificação."

As autogruas são compostas de uma chassi ou suporte automóvel e do braço ou antena. O chassi pode, em geral, ser fixado ou calçado adicionalmente quando tem-se a elevação de grandes cargas. O braço deve ser giratório e inclinável, de forma a facilitar a montagem sem grande movimentação do chassi.

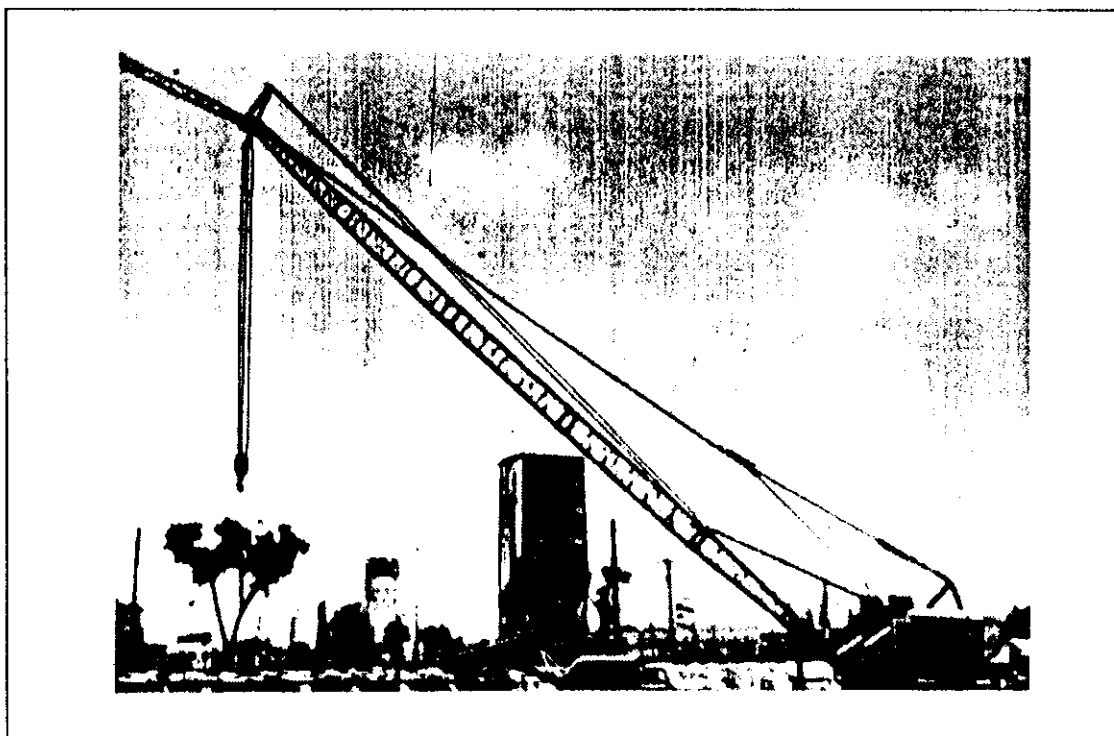


FIGURA 3.16 [16]

GRUA MÓVEL SOBRE RODAS

O chassi pode estar sobre rodas ou sobre esteiras. Somente em terrenos em condições ruins para a construção, opta-se pela grua sobre esteiras, em contrapartida à sobre rodas.

Apresenta-se abaixo algumas características das autogruas que podem influir na seleção desta máquina de elevação.

-as gruas sobre rodas viajam em rodovias, não necessitando de transporte até o local da obra, já as sobre esteiras necessitam deste transporte.

-excelente capacidade quando trabalham pela parte traseira e perda de capacidade quando trabalham pelos lados.

-boa mobilidade na obra, sendo as sobre esteiras funcionais em qualquer tipo de terreno.

-rapidez de montagem do equipamento.

-podem mover-se carregadas.

-para cargas muito elevadas o equipamento deve ser fixado no local de elevação.

Uma variação das autogruas é a grua hidráulica, onde o braço do equipamento é composto de várias seções retráteis por equipamento hidráulico. A grande vantagem sobre as outras duas é a de encontrar-se pronta para funcionamento poucos minutos depois da sua chegada à obra.

Pode-se colocar como inconvenientes das autogruas a carência de precisão em seus movimentos e custo de aquisição relativamente elevado.

3.6.1.2. GRUAS DE TORRE

As gruas giratórias de torre são aparatos elevatórios apropriados sobretudo para a montagem de edificações de vários pisos. Somente são empregadas em galpões quando os elementos pré-moldados não têm um peso muito elevado. Utilizadas também como complemento de uma outra grua para montagem de elementos de cobertura ou painéis parede quando a edificação tem grandes dimensões.

A grua giratória de torre é composta de um carro ou vagão, de base móvel sobre trilhos, e de uma torre com coluna giratória na qual vai acoplado o braço da grua.

Segundo Koncz [12]: "A grua de torre é um tipo de grua muito usado em toda classe de obras, inclusive nas construídas por métodos tradicionais (monolíticas). Esta aceitação se deve ao fato do custo pouco elevado de aquisição. Por seu funcionamento, a base de motores elétricos, se torna muito mais barata que as autogruas."

Uma variedade grande de gruas de torre são utilizadas hoje em dia e, excetuando-se a capacidade de elevação, o "design" das mesmas

é muito parecido.

Os inconvenientes desta grua são: a sua montagem (para as grandes guas) que exige de 8 a 14 dias e a pouca mobilidade, já que a mesma deve se movimentar sobre trilhos, requerendo, portanto, uma via de trilhos sobre piso regularizado.

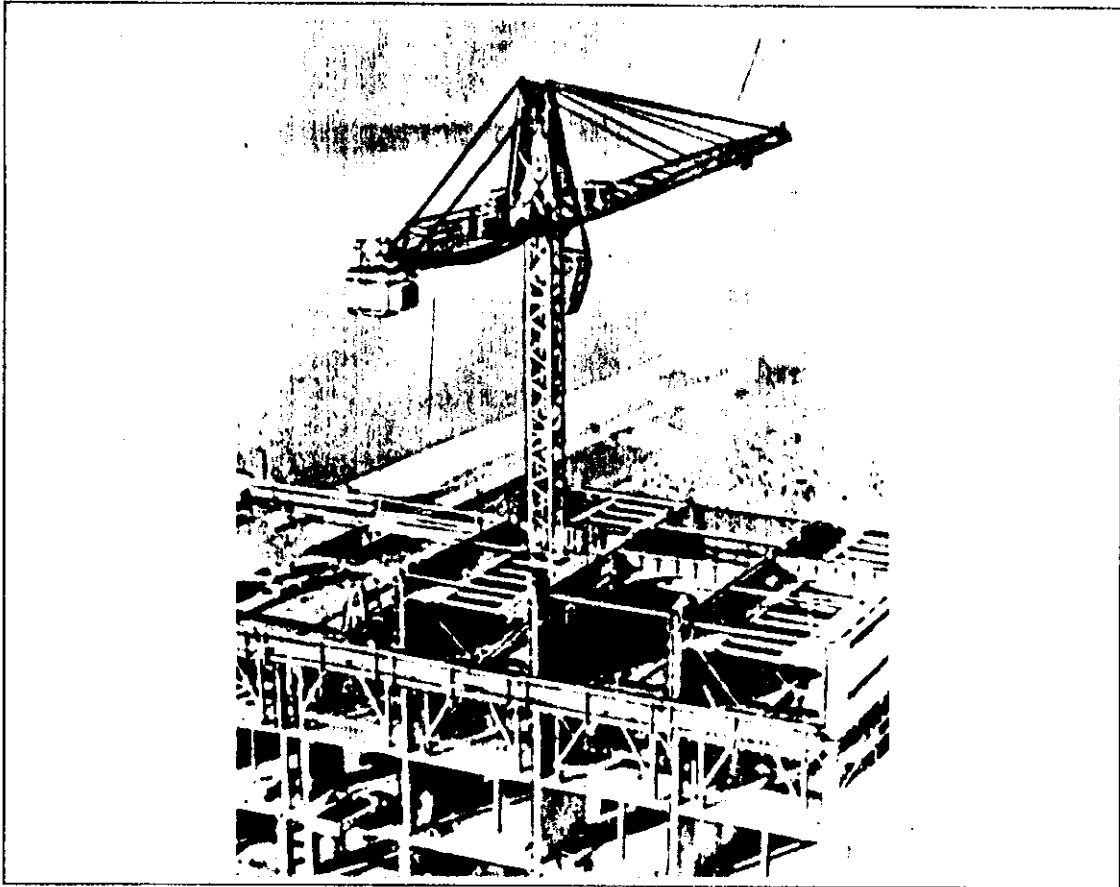


FIGURA 3.17 [16]

GRUA DE TORRE ASCENDENTE

A decisão pelo uso ou não de uma grua de torre, em contrapartida a outro tipo de grua, é relativamente fácil; uma vez que as condições a determinar são simples:

- sempre quando for necessário o posicionamento de uma grua em local fixo por longo período de tempo.

- sempre quando o local da obra está congestionado ou com restrição de espaço de movimentação.

- sempre quando o peso de elevação é extremo ou o alcance da peça dentro da estrutura é muito longo.

-sempre quando existe pouca necessidade de mobilidade e alta frequência de elevação.

-sempre quando o trabalho de elevação é mais facilmente executado por uma grua trabalhando por dentro da área da construção do que outra trabalhando por fora.

-sempre quando os custos de aplicação mostrarem-se suficientemente satisfatórios em comparação com os dos outros tipos de guas.

Ressalta-se ainda que se o uso de qualquer tipo de grua requer planejamento, guas de torre, entretanto, requerem um planejamento muito maior, motivado por sua estrutura, fundação e instalação em locais onde permanecem por longos períodos de tempo. Sendo assim, a opção pelo uso das guas torre afeta em muito o projeto de montagem e a sequência construtiva da edificação.

3.6.1.3. DERRICKS E GRUAS DE MASTIL

De acordo com Konkz [12]: "As guas de mastil e os derricks são empregados para galpões de muita altura, com permanência da grua por um longo período de tempo na obra e onde a movimentação da mesma é quase inexistente".

Quando opta-se pelo emprego dos derricks ou das guas de mastil, os elementos de cobertura e os de parede requerem o serviço de outro tipo de grua, pois a montagem destes elementos por uma grua de mastil ou por um derrick, resulta lento e anti-econômico.

A grua de mastil consiste essencialmente de um poste ou mastro vertical com um pequeno braço fixo para a montagem. Sua simplicidade construtiva e seu baixo preço de aquisição são sua principal vantagem em relação às outras guas.

Como inconvenientes das guas de mastil ou dos derricks pode-se citar a impossibilidade de giro e o fato de que praticamente só servem para elevação vertical dos elementos.

Um derrick é basicamente estacionário, com capacidade pequena de elevação e pequeno raio de ação. Em geral, os derricks são empregados quando a duração da montagem é suficientemente longa para justificar gastos consideráveis de instalação dos aparatos do equipamento no local da obra.

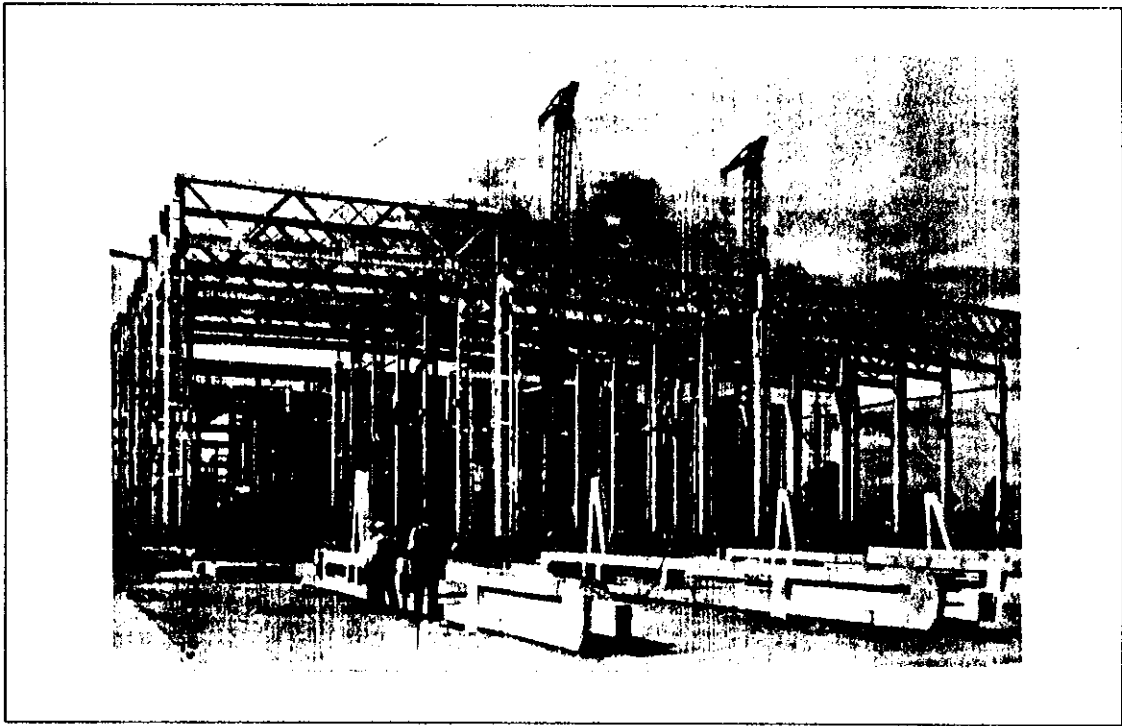


FIGURA 3.18 [16]
GRUA DE MASTIS GÊMEOS - HUNGRIA

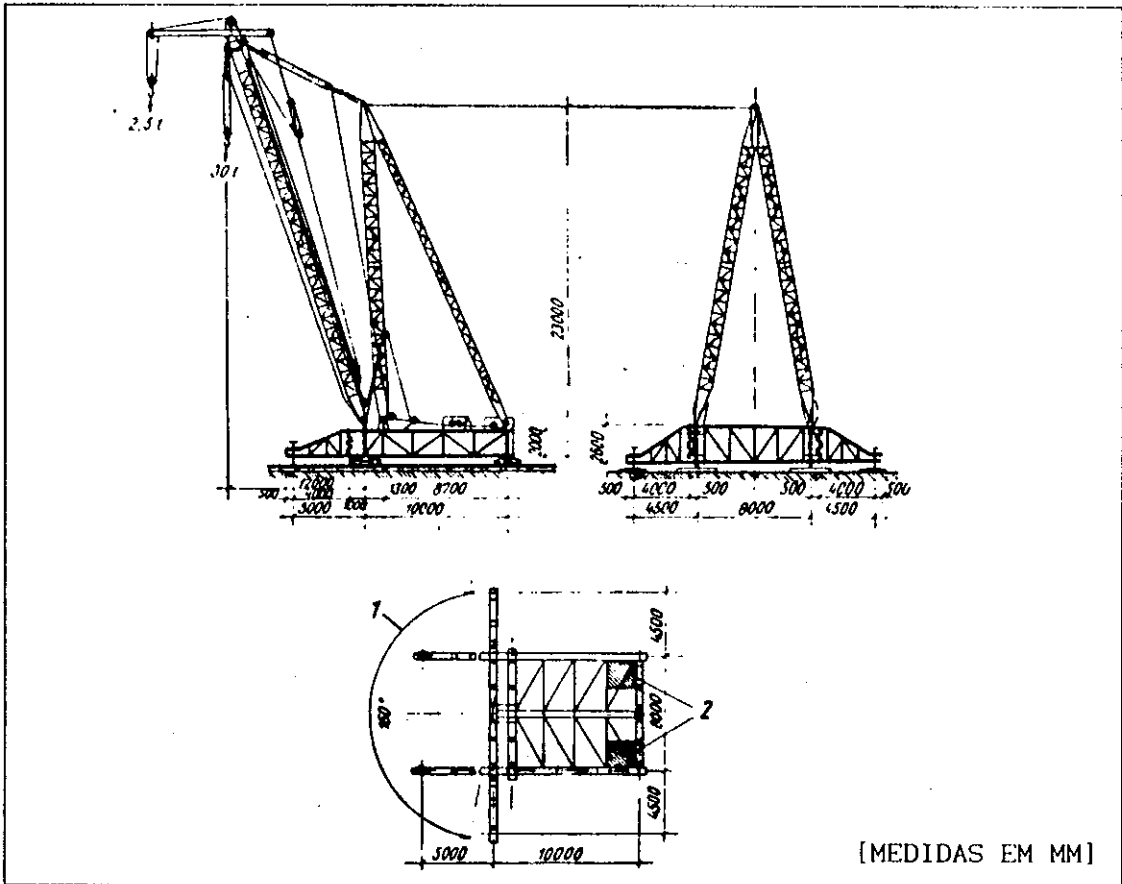


FIGURA 3.19 [16]
DERRICK MÓVEL SOBRE TRILHOS: 1. Área de Aço, 2. Contra Peso

Antes da opção por um derrick, deve-se considerar os seguintes pontos:

- pode a estrutura da edificação acomodá-lo fisicamente?
- a estrutura existente resistirá a severos carregamentos repetidos, advindos da estrutura de elevação do derrick?
- checagem da capacidade contra raio de ação, área requerida e ponto de instalação do derrick.
- peso das peças e deslocamentos necessários.

3.6.1.4. GRUAS DE PÓRTICO OU DE CAVALETE

As gruas de pórtico ou de cavalete são muito utilizadas para atender às operações nas zonas de fabricação e armazenagem nos canteiros de pré-moldagem (figura 3.20). Podem ser empregadas também em obras de muita altura quando tem-se a elevação de grandes cargas (figura 3.21).

São compostas por um pórtico, que dependendo da carga a elevar e do vão, são executados em estruturas de aço com alma cheia ou compostos de elementos treliçados.

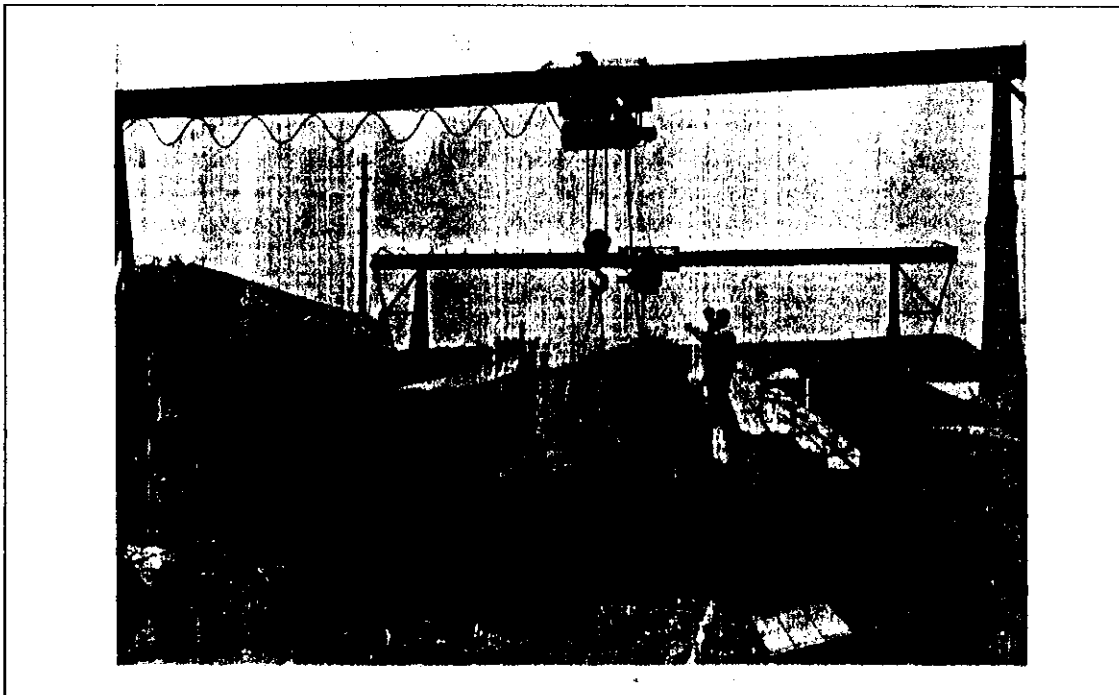


FIGURA 3.20 [12]

GRUA DE PÓRTICO COM CAPACIDADE DE ELEVAÇÃO DE 5 t

As vantagens sobre as guias de torre vêm do fato de que os pórticos, para grandes alturas, são mais estáveis, apresentando um melhor emprego no caso de locações sob a ação de ventos de grande velocidade. Como a parte horizontal (viga do pórtico) não está em balanço, como na grua de torre, pela mesma podem ser suspensas cargas mais elevadas com custo relativamente menor de construção.

Apresentam o inconveniente da pouca mobilidade, sendo necessária a instalação de duas vias de trilhos sobre terreno regularizado, e o do tempo de montagem, que ainda é maior que o tempo de montagem da grua de torre.

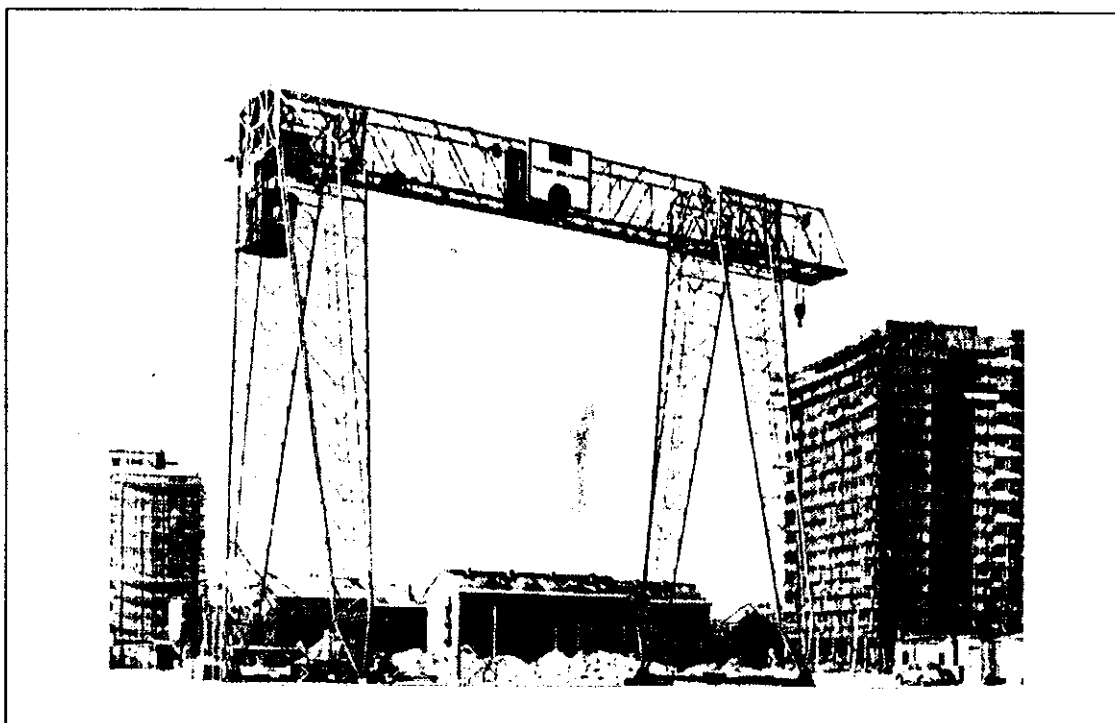


FIGURA 3.21 [12]

GRUA DE PÓRTICO COM GRANDE CAPACIDADE DE ELEVAÇÃO

3.6.1.5. MÁQUINA DE ELEVAÇÃO ESCOLHIDA

Apresentados os vários tipos de máquinas de elevação, convém observar que, para o Brasil, a disponibilidade de aquisição dos tipos de guias apresentados não é total, ficando restrita praticamente às autogruias (sobre rodas principalmente) e, em poucos casos, às guias giratórias de torre.

Aliando à observação anterior as características próprias do

sistema construtivo proposto: edificação térrea com pequena altura e exigência de grande mobilidade da máquina de elevação, inclusive com movimentação carregada (peças fabricadas em canteiro próximo ao local da obra), julgou-se que a máquina de elevação mais adequada para o caso em questão é uma autogrua sobre rodas.

Escolhido o tipo de grua, a opção pela que mais se adapta ao sistema construtivo proposto implica na escolha de uma autogrua com capacidade de carga e altura de elevação, suficientes para a montagem dos elementos pré-moldados do galpão.

No caso do galpão em questão, edificação térrea com altura de elevação praticamente constante, o fator condicionante na escolha da autogrua é a capacidade de carga, uma vez que a diferença de peso entre a vierendel (85 KN) e pilar (26 KN) e viga do shed (10 KN) é muito grande. Desta maneira, apresenta-se abaixo opções de capacidade de carga, para as autogruas, na montagem do sistema construtivo proposto;

1. Montagem do galpão utilizando guias com igual capacidade de carga. Neste caso, com capacidade de montagem da vierendel utilizando uma só grua.
2. Montagem do galpão utilizando guias com igual capacidade de carga. Neste caso, com capacidade de montagem da vierendel utilizando duas guias.
3. Montagem do galpão utilizando guias com capacidade de carga diferentes. Neste caso a de maior capacidade empregada na montagem da vierendel e a de menor capacidade na montagem dos pilares e vigas do shed.

A opção escolhida, para as autogruas, depende de uma série de fatores, tais como:

- área construída do galpão
- distância do galpão até a zona de armazenagem dos elementos pré-moldados.
- facilidade de movimentação, da autogrua carregada, no local da obra.
- facilidade de montagem dos elementos pré-moldados
- custos de aquisição das autogruas, etc.

Como, para o galpão proposto, alguns destes fatores não são fixos, a escolha da segunda opção apresentada, teve por objetivo único

o prosseguimento do presente trabalho.

3.6.2. SELEÇÃO DA UNIDADE DE CORDOAMENTO

Após a seleção da máquina de elevação, o passo seguinte é a determinação das características de uma unidade de cordoamento que permita a elevação e montagem dos elementos pré-moldados com segurança.

O cabo de levantamento é o componente principal da unidade de cordoamento, completada por ganchos, argolas, polias, laços, etc. Sua especificação ocorre em função do peso e das dimensões do elemento a ser elevado.

3.6.2.1. SELEÇÃO DO BLOCO DE CARGA (POLIA)

A seleção da polia que será usada durante a elevação, é uma das decisões que devem ser tomadas na obtenção da unidade de cordoamento.

Os critérios de seleção da polia são:

- a elevação de maior carga a ser feita.
- o número de repartições do cabo de carga, e assim o número mínimo de roldanas requeridas na polia para proceder-se a elevação.
- o diâmetro do cabo de carga e sua compatibilidade com as roldanas.
- atrito na roldana.

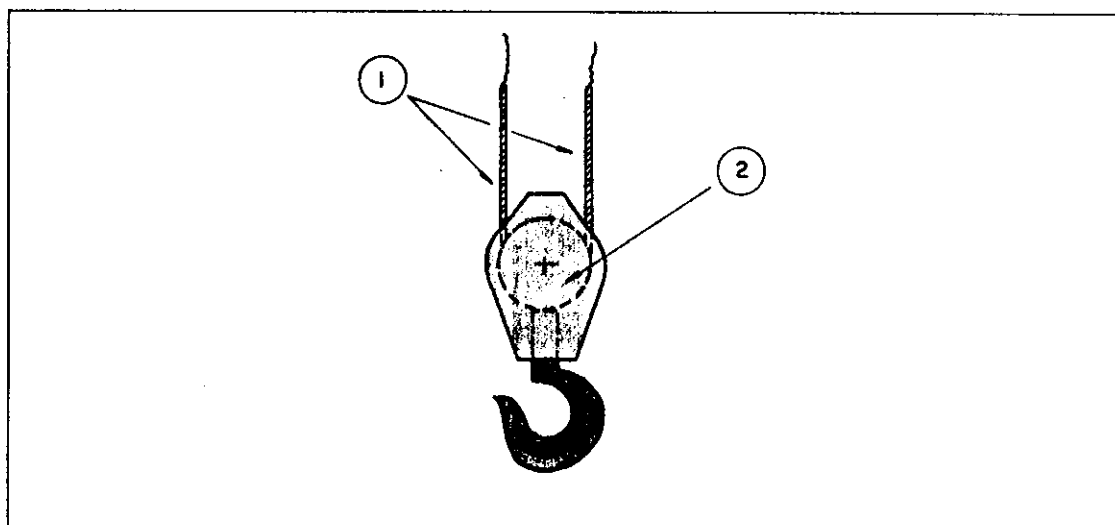


FIGURA 3.22

DETALHE DA POLIA . 1.Cabo de Carga, 2.Roldanas

O fornecedor da máquina de elevação geralmente supre o equipamento com uma polia compatível com a capacidade de elevação da grua e o diâmetro do cabo de carga. Então, resta a determinação do número de repartições do cabo de carga que passará pela polia.

A determinação do número de repartições do cabo de carga que passará pela polia é feita dividindo-se o valor do máximo carregamento pelo carregamento admissível de uma parte do cabo de carga. Como resultado, tem-se o número de repartições do cabo de carga.

O carregamento admissível também é fornecido pelo fabricante do equipamento.

3.6.2.2. SELEÇÃO DO CABO DE LEVANTAMENTO

O próximo item a selecionar-se é o cabo de levantamento, determinando-se seu diâmetro e comprimento.

Segundo Catálogo CIMAF [9]: "Um cabo empregado com frequência na elevação de elementos pré-moldados é o 6x25 FILLER-AF (CIMAX), construído com flemish eyes e luvas prensadas de metal - SUPERLAÇO TIPO C" (tabela 3.2).

O comprimento do cabo é função do tamanho do elemento a ser e levado, enquanto o diâmetro é função do peso do mesmo.

Um método simples de determinação do comprimento do cabo de levantamento é pela medição da distância máxima entre pontos de levantamento ao longo da peça. No caso de dois pontos, seleciona-se dois cabos com comprimentos iguais à distância entre estes pontos. Desta maneira, quando utiliza-se apenas uma grua no levantamento, um triângulo equilátero é formado com os dois comprimentos determinados para o cabo e o trecho do elemento entre os dois pontos de elevação. Pode-se optar também pelo emprego de duas gruas no caso de elementos muito longos.

Para a determinação do diâmetro do cabo de levantamento emprega-se tabelas semelhantes à tabela 3.2 onde apresenta-se a carga admissível em função do tipo de cabo utilizado e de seu diâmetro.

OS SUPERLAÇOS TIPO C, COM OU SEM ACESSÓRIO PROTETOR NOS OLHAIS, DESTINAM-SE AO LEVANTAMENTO E TRANSPORTE DOS MAIS VARIADOS TIPOS DE CARGAS EM DIVERSOS SETORES INDUSTRIAIS, COMO: SIDERURGICAS, ESTALEIROS, MONTAGENS, TRANSPORTES, USINAS DE AÇÚCAR ETC.

CABO: 6x25 FILLER + AF — "CIMAX" — FATOR DE SEGURANÇA 5:1

DIÁ- METRO DO CABO EM pol.	COM- PRI- MENTO MIN. EM m	DIMENSÕES APROX. DO OLHAL EM mm					CARGAS A SEREM LEVANTADAS EM kg					
		NORMAL OU COM ESTRIBO PROTECTOR			COM SAPATILHA PESADA		SIMPLES VERTICAL	FORÇA CHOKER	2 SUPERLAÇOS OU 1 DOBRADO EM ANGULO			
		A	B	C	B	C			30°	45°	60°	
*) 1/4 "	0,70	100	50	48	25	525	390	1050	910	740	525	
*) 5/16 "	0,75	130	65	48	25	815	610	1630	1415	1155	815	
*) 3/8 "	0,75	160	80	54	28	1170	875	2340	2030	1655	1170	
1/2 "	1,00	210	105	70	38	2060	1545	4120	3580	2920	2060	
5/8 "	1,20	270	135	90	44	3200	2400	6400	5565	4535	3200	
3/4 "	1,40	320	160	105	51	4580	3435	9160	7965	6495	4580	
7/8 "	1,60	380	190	123	57	6190	4640	12380	10765	8790	6190	
1 "	1,80	430	215	135	63	8030	6020	16060	13965	11390	8030	
1.1/8 "	2,00	490	245	155	73	10120	7590	20240	17600	14350	10120	
1.1/4 "	2,20	540	270	155	73	12420	9315	24840	21600	17615	12420	
1.3/8 "	2,40	600	300	185	89	14980	11235	29960	26052	21245	14980	
1.1/2 "	2,60	650	325	185	89	17700	13275	35400	30780	25106	17700	

*) ESTES CABOS SÃO FORNECIDOS NA CONSTRUÇÃO 6x19W + AF

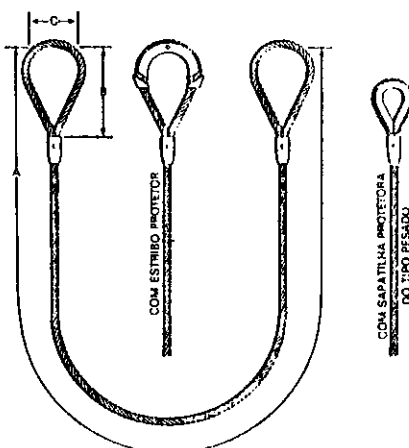


TABELA 3.2 [9]

CARREGAMENTO ADMISSÍVEL NO "SUPERLAÇO TIPO C" EXECUTADO COM

CABO 6X25 FILLER -AF (CIMAF)

3.6.2.3. INSERTOS AUXILIARES NA ELEVAÇÃO

Insertos podem ser definidos como qualquer peça incorporada ao concreto na fase de produção para atender a uma finalidade de ligação estrutural ou para permitir fixações de outra natureza. Serão en-

pontos por onde a peça será ligada ao equipamento de elevação.

Na maioria das vezes estes *incertos de levantamento*, são constituídos por alças feitas com fios de aço trefilados a frio, cabos de protensão, ou ainda os chamados "cabos de aviação".

A ancoragem destas alças nos elementos pré-moldados pode ser conseguida incrustando-se um trecho das mesmas na peça, ou por parcial incrustação, combinada com entrelaçamento da alça e da armadura do elemento. Estas alças podem ser constituídas por um único cabo ou por cabos múltiplos que, neste caso, podem ser ancorados juntos (tabela 3.3).

		CARREGAMENTO ADMISSÍVEL [kN]		
INCLINAÇÃO DA ALÇA	ANCORAGEM [cm]	ALÇA SIMPLES	ALÇA DUPLA	ALÇA TRIPLA
45 °	41	22,68	38,56	52,16
	56	36,29	58,97	79,38
	71	45,36	81,65	104,33
	86	49,90	104,33	131,53
0 °	41	34,02	56,70	74,84
	56	52,16	86,18	111,13
	71	70,31	115,67	149,69
	86	72,58	146,06	185,98
Observações: 1) Nos valores das cargas admissíveis na alça, foi considerado um fator de segurança igual a 4. 2) Para outros diâmetros, multiplicar os valores da tabela por: 0.75 para 3/8', 0.85 para 7/16' e 1.1 para 5/8'. 3) Mínimo $f_{ck} = 20$ MPa.				

TABELA 3.3 [9]

CARGA ADMISSÍVEL EM ALÇAS DE 1/2' DE DIÂMETRO, EXECUTADAS COM AÇO DE PROTENSÃO COM TENSÃO LÍMITE CARACTERÍSTICA DE ESCOAMENTO DE 190 MPa

O diâmetro de curvatura interna da alça deve ter pelo menos 4 polegadas. Para diâmetros menores, a carga admissível da alça deve ser reduzida de acordo com os valores abaixo:

3" de diâmetro redução de 90%

2" de diâmetro redução de 85%

1" de diâmetro redução de 70%

Alças de levantamento não são recomendadas quando existe a possibilidade de aplicação de carregamentos laterais muito elevados (rotação durante o levantamento do elemento por exemplo), pela possível ocorrência de ruptura local do concreto ao redor da alça.

As alças de levantamento geralmente não são projetadas com ângulos de suspensão menores que 45° . Usualmente o ângulo de suspensão fica em torno de 60° .

Outro inserto de levantamento que também pode ser utilizado na elevação dos elementos pré-moldados é a chamada "coil thread". Projetada especificamente para uso em concreto pré-moldado, consiste de uma bainha (3) inserida na peça (1), onde posteriormente será aparafusada um elemento (2), no qual esta acoplado uma argola (4) por onde procede-se a elevação da peça pré-moldada (figura 3.23).

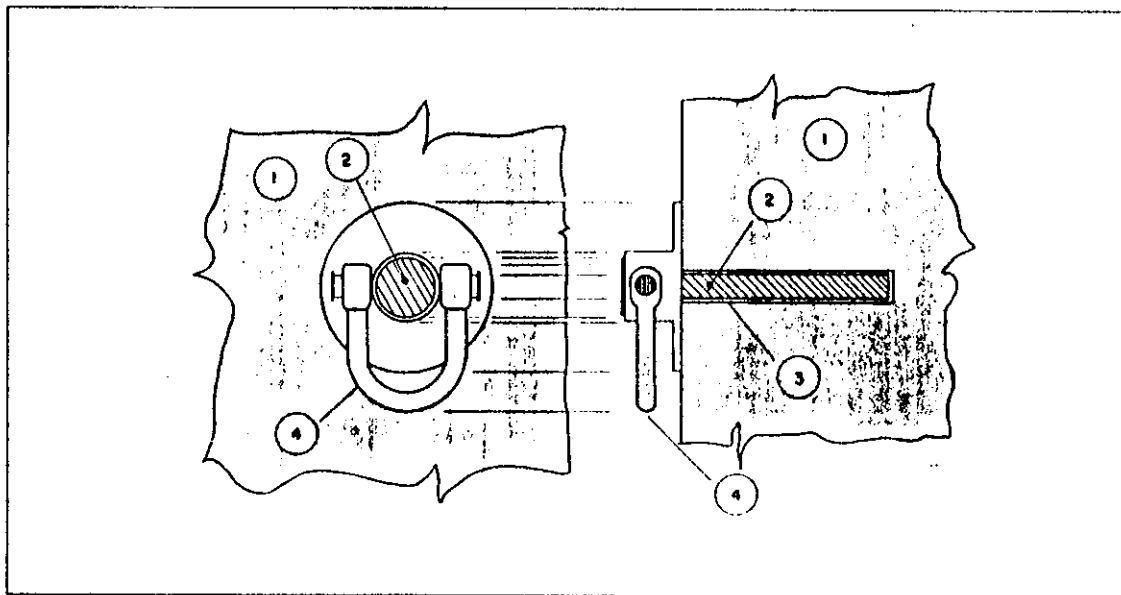


FIGURA 3.23

DETALHE DAS "COIL THREAD".

1. PEÇA PRÉ-MOLDADA, 2. ELEMENTO TIPO "PARAFUSO", 3. BAINHA, 4. ARGOLA

3.6.3. ELEVAÇÃO DA VIERENDEL

3.6.3.1. COLOCAÇÃO VERTICAL

Em geral, o problema do giro da viga para colocação vertical, antes do levantamento, encontra-se em grande parte nos elementos em treliça. Isto devido à forma de concretagem destas peças, produzidas mais facilmente em posição horizontal.

Para elevar-se um elemento em treliça, que já tenha sido colocado em posição vertical, são suficientes dois pontos de levantamento. Em contrapartida, durante o processo de colocação vertical, o melhor é separar o elemento de sua base de apoio, dispondo-se da maior quantidade possível de pontos de elevação. Isto torna-se necessário em virtude da inevitável e irregular aderência existente entre o concreto e sua fôrma inferior (em muitos casos o próprio piso do local de fabricação do elemento).

Frequentemente, durante a colocação vertical da treliça, se faz necessário um dispositivo elevador que suspenda o elemento por vários pontos (figura 3.24 e 3.25).

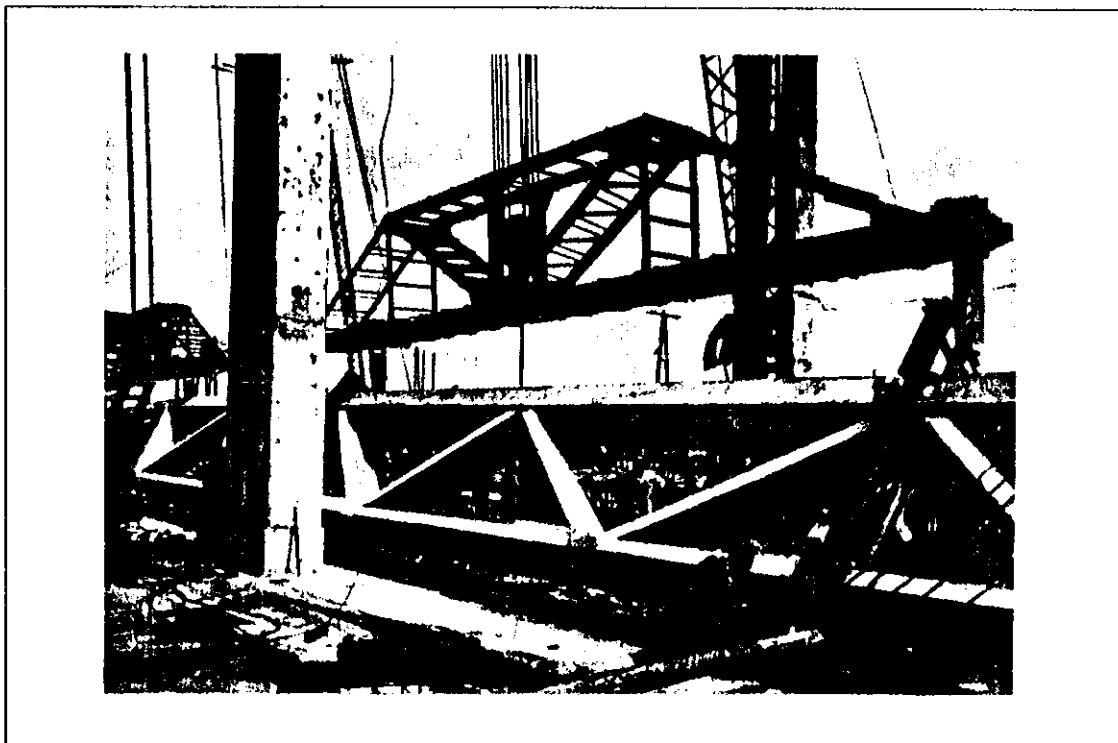


FIGURA 3.24 [12]

ESQUEMA ILUSTRATIVO DO GIRO DE UMA GRANDE TRELIÇA PARA COLOCÁ-LA NA VERTICAL UTILIZANDO DISPOSITIVOS METÁLICOS DE FORMA A MANTÊ-LA EM POSIÇÃO LATERALMENTE ESTÁVEL

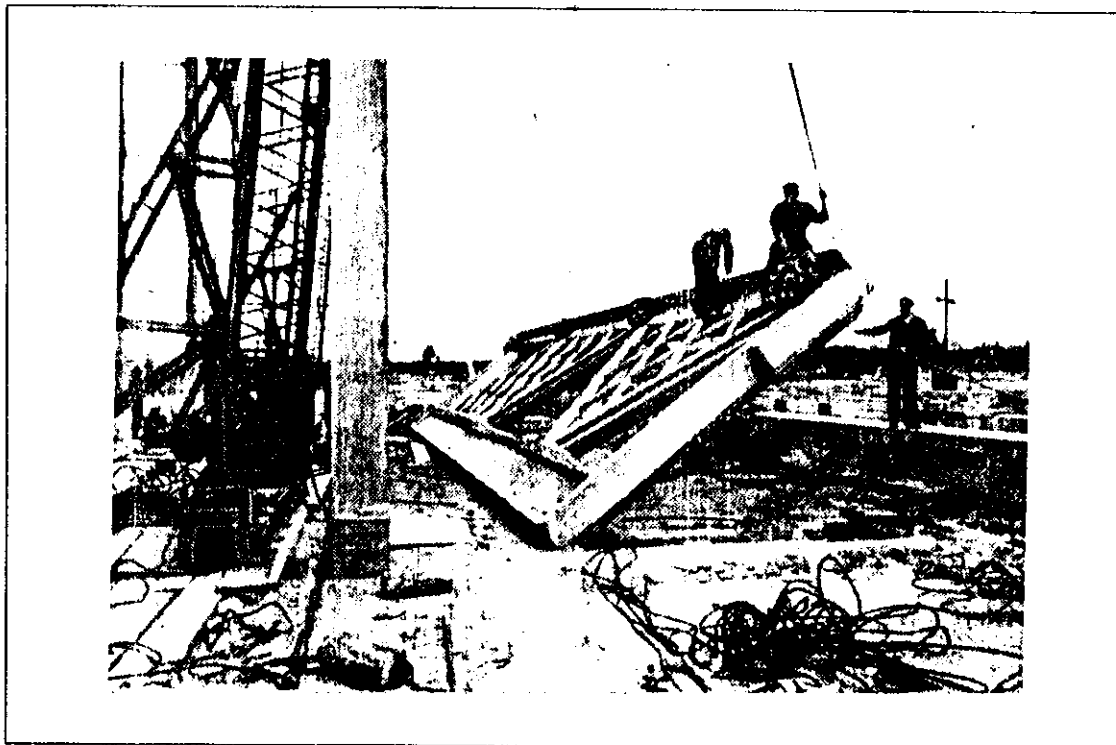


FIGURA 3.25 [12]

GIRO DE UMA TRELIÇA PARA COLOCÁ-LA NA VERTICAL POR QUATRO PONTOS DE SUSPENSÃO, SEM O AUXÍLIO DE DISPOSITIVOS AUXILIARES PARA MANTÊ-LA EM POSIÇÃO LATERALMENTE ESTÁVEL

3.6.3.2. SUSPENSÃO DA VIERENDEL

Após colocá-la na vertical, a suspensão da vierendel e posterior posicionamento definitivo na estrutura, é uma operação delicada. A relação entre altura e largura do elemento é, geralmente, muito elevada, podendo, como consequência, a mesma desestabilizar-se lateralmente.

A elevação de uma viga em elementos treliçados, muitas vezes é feita mediante dispositivo elevador que a mantenha em posição estável, podendo conseguir esta estabilidade:

- A. A viga é mantida em posição estável por meio de perfis metálicos posicionados em ambos os lados do elemento (*fig. 3.24*) ou então com dispositivos de cabos (*fig. 3.26*). Este último abraça a peça com uma laçada, excluindo-se a possibilidade de desestabilização lateral.

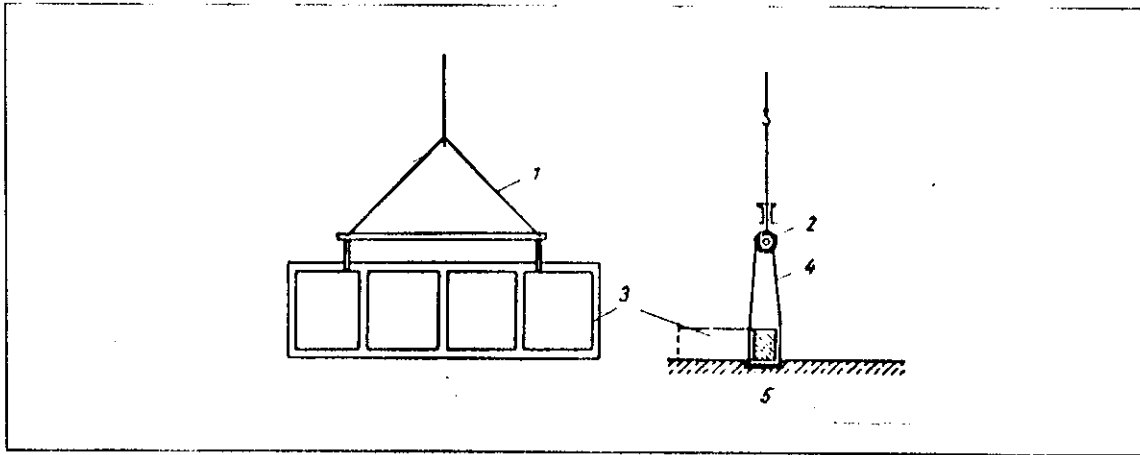


FIGURA 3.26 [16]

ELEVAÇÃO DE UMA TRELIÇA UTILIZANDO UM "CABO SEM FIM"

1. CABO DE SUSPENSÃO, 2. POLIA, 3. TRELIÇA, 4. CABO SEM FIM,
5. REBAIXAMENTO DO PAVIMENTO DE TRABALHO PARA A PASSAGEM DO CABO

B. Contraventa-se o banzo superior da treliça no plano horizontal mediante um dispositivo tensor (*fig. 3.27*).

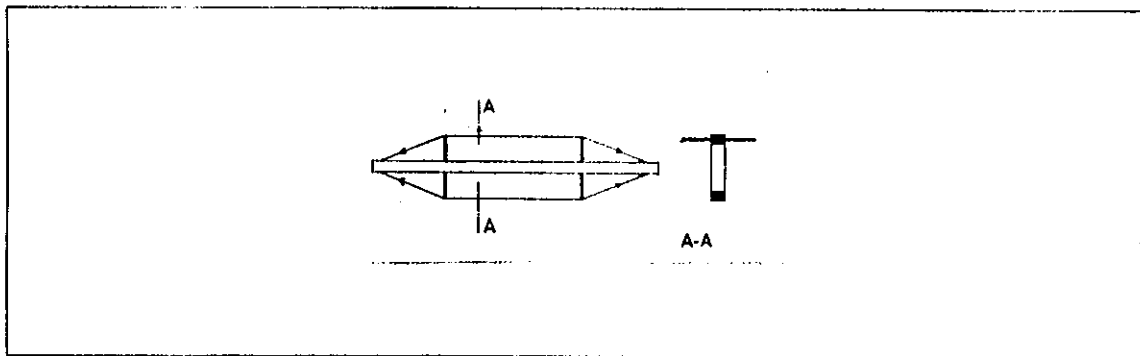


FIGURA 3.27 [12]

CONTRAVENTAMENTO DO BANZO SUPERIOR DA TRELIÇA MEDIANTE
DISPOSITIVO TENSOR

C. Suspense-se a treliça pelo segundo ou terceiro nó. Tal forma de suspensão reduz o comprimento de flambagem, e faz-se possível o emprego de uma só grua com grande capacidade. Os esforços desenvolvidos em algumas barras, que tem sentidos opostos aos que existirão quando na posição definitiva da viga, são reduzidos. Razão pela qual, o acréscimo de armadura adicional, geralmente, resulta desnecessário (*fig. 3.28*).

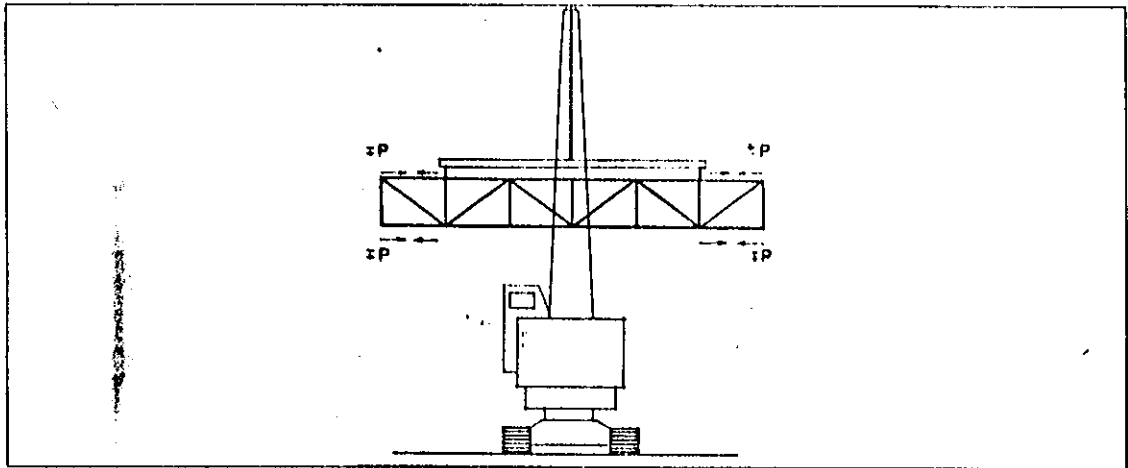


FIGURA 3.28 [12]
ELEVAÇÃO DE TRELIÇAS COM SOMENTE UMA GRUA

3.6.3.3. MÉTODO DE ELEVAÇÃO ESCOLHIDO

Qualquer dos métodos descritos anteriormente poderiam perfeitamente ser aplicados à elevação da vierendel.

Levando em consideração a opção pelo emprego de duas auto-gruas na montagem da vierendel e o fato de que, durante a colocação vertical, a vierendel encontra-se na zona de fabricação, servida por duas gruas de pórtico, indica-se nas figuras 3.29 e 3.30, respectivamente, os métodos de suspensão durante a montagem e colocação vertical, sugeridos para a vierendel.

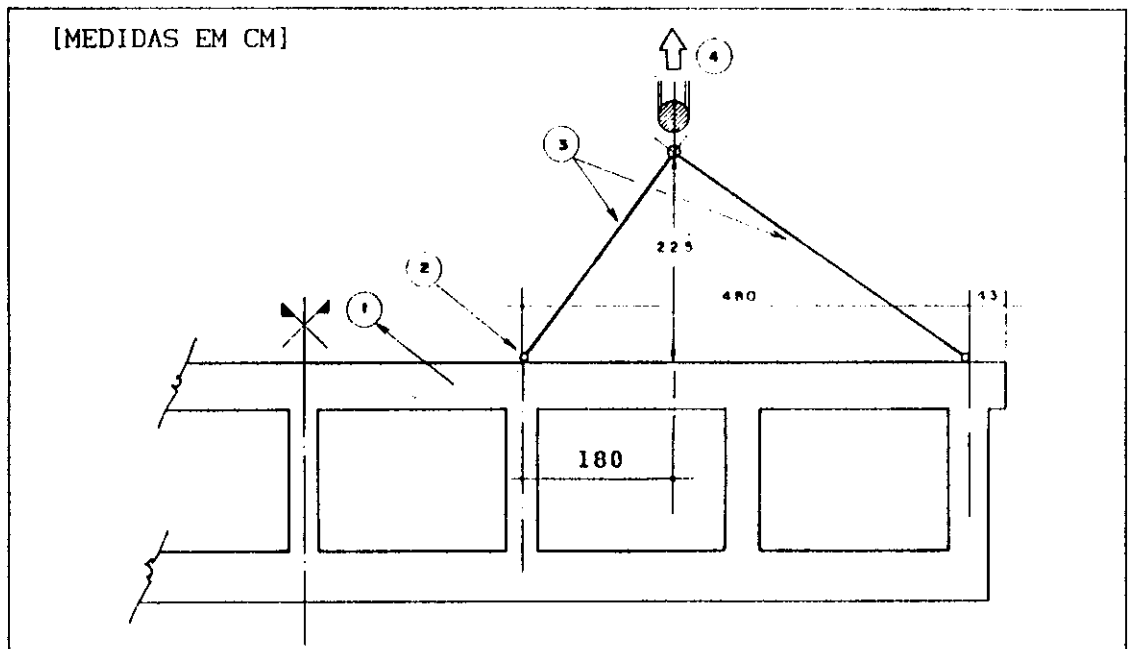


FIGURA 3.29
SUSPENSÃO DA VIERENDEL PELAS AUTOGRUAS - 1.VIERENDEL, 2. COIL THREAD
3. "SUPERLAÇOS" TIPO C8(CIMAF)-CABO 6X25 FILLER-AF, 4. AUTOGRUAS

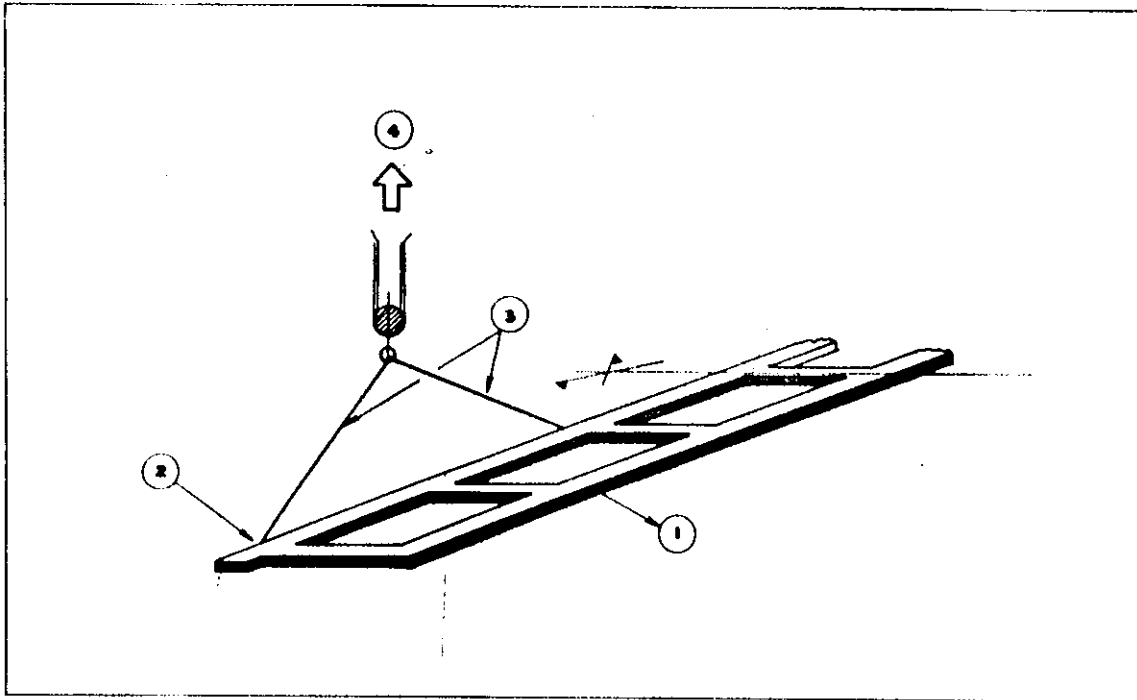


FIGURA 3.30

COLOCAÇÃO VERTICAL DA VIERENDEL PELAS GRUAS PÓRTICO - 1.VIERENDEL, 2.COIL THREAD, 3."SUPERLAÇOS" TIPO C8 (CIMAF) - CABO 6X25 FILLER-AF, 4.GRUAS DE PÓRTICO

3.6.4. ELEVAÇÃO DOS PILARES

3.6.4.1. MÉTODOS DE ELEVAÇÃO

Pilares curtos e fortemente carregados, em serviço, geralmente são elevados por seus extremos. Já os pilares com consolos, têm no ponto de inserção dos mesmos um local apropriado para a suspensão.

O estudo, com exatidão, de todas as solicitações de montagem é fator muito importante na determinação dos pontos de suspensão da peça. Sendo preferível que os mesmos repartam-se segundo a mínima solicitação no elemento.

Na figura 3.31 indica-se as diversas fases da elevação de um pilar por uma grua de mastil. Neste caso, o pilar é produzido, próximo a sua posição definitiva na estrutura, de tal maneira que o ponto de elevação do elemento coincida com o ponto de união do mesmo com a fundação. Se a máquina de elevação utilizada puder mover-se carregada (não é o caso da grua de mastil), o elemento pode ser produzido em local diferente.

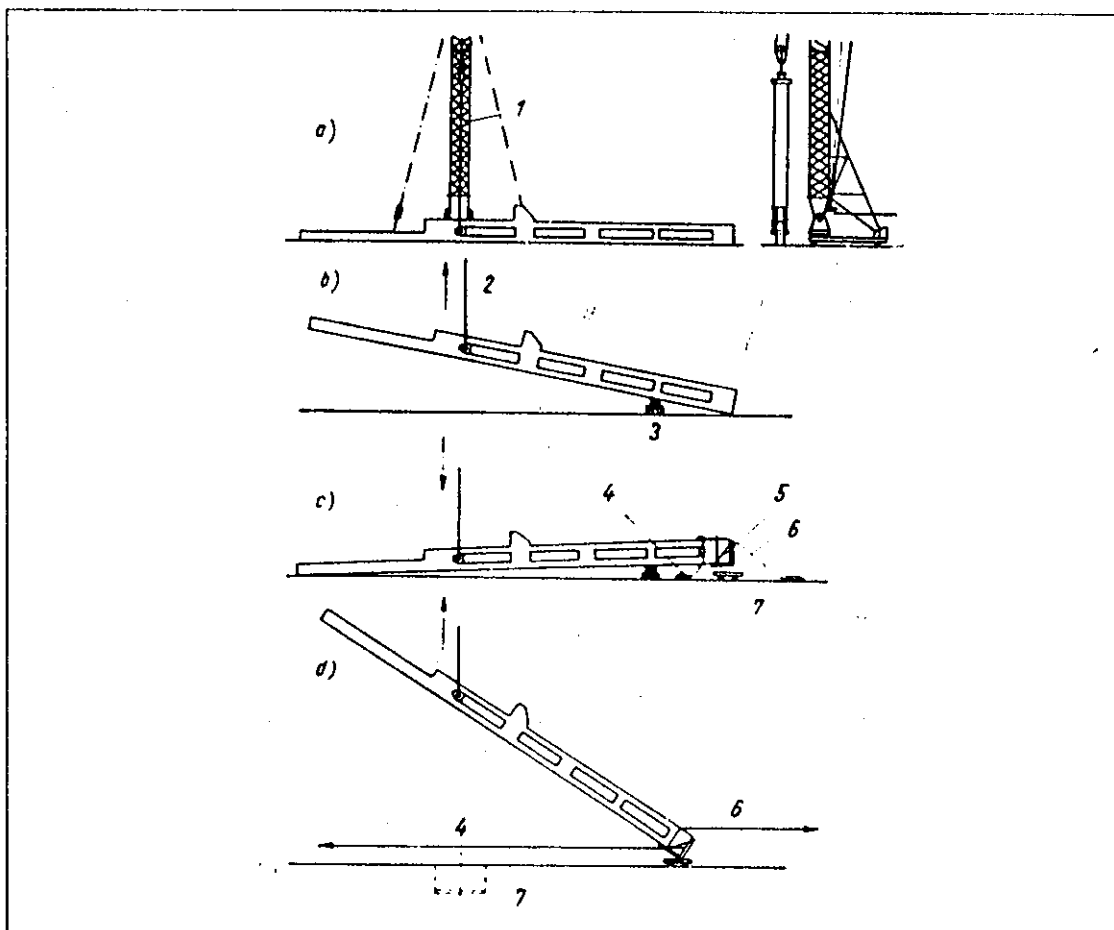


FIGURA 3.31 [16]

FASES DE ELEVAÇÃO DE UM PILAR POR UMA GRUA DE MASTIL
 A. INSTALAÇÃO DO EQUIPAMENTO DE ELEVAÇÃO, B. ELEVAÇÃO DO PILAR PARA
 POSICIONAMENTO DA PEÇA 3, C. INSTALAÇÃO DE UMA PROTEÇÃO DE AÇO NA EX-
 TREMIDADE DO PILAR E DE UM "CARRINHO" ABAIXO DA MESMA PARA MOVIMENTA-
 ÇÃO DO PILAR, D. ELEVAÇÃO DO PILAR, 1. GRUA DE MASTIL, 2. CABO DE ELEVA-
 ÇÃO, 3. PEÇA AO REDOR DA QUAL GIRA O PILAR, 4. E 6. CABOS DE CONTROLE,
 5. PROTEÇÃO DE AÇO, 7. CARRINHO DE ROLAMENTO

Se a ligação entre pilar e elemento de fundação é soldada, a parte inferior do pilar é protegida por uma estrutura de aço que se apoia em um carrinho de rolamento para movimentação da peça durante a montagem, conforme figura 3.31. Para os pilares unidos à fundação por meio de elementos tipo cálice esta proteção é desnecessária, por não existir diminuição de seção na extremidade inferior do elemento.

Pilares menores também podem ser elevados de modo que a parte inferior dos mesmos permaneça estacionária, com a máquina de elevação movendo-se paralelamente ao pilar. Por este método não é necessário o carrinho de rolamento, porém, exige-se o emprego de uma grua móvel (figura 3.32).

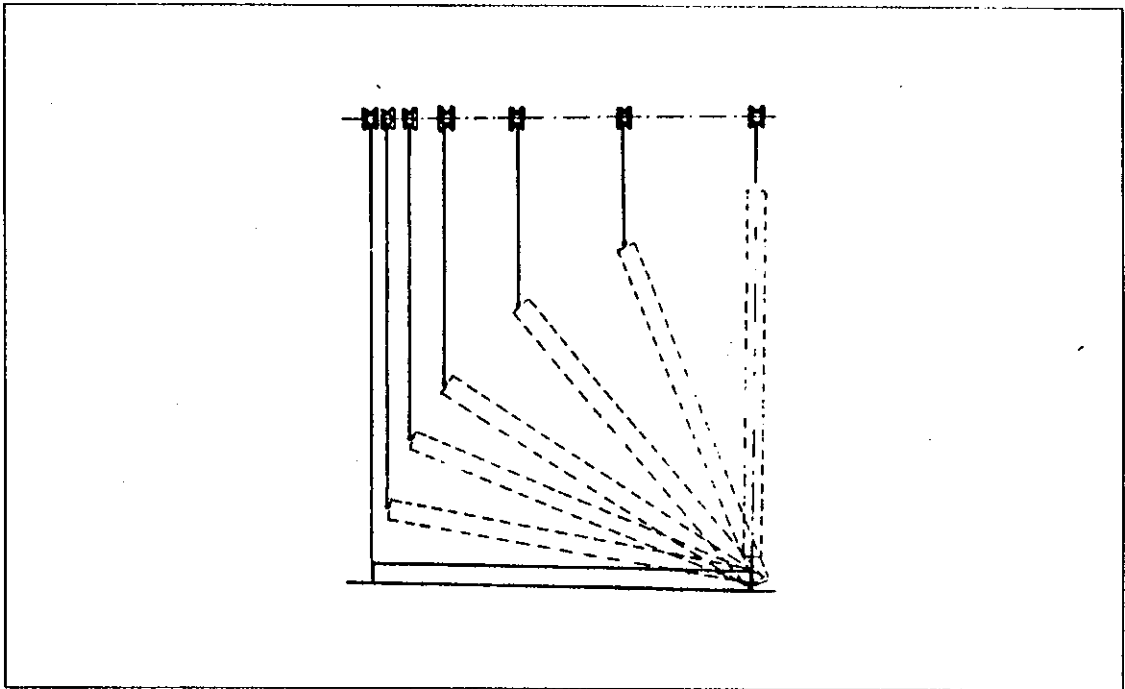


FIGURA 3.32 [16]
ELEVAÇÃO DE UM PILAR MEDIANTE UMA GRUA MÓVEL

Outro método para elevar-se pilares sem movimentação de sua base está ilustrado na figura 3.33. Percebe-se pela figura, que os pilares são fabricados em posição tal, que sua base, pontos de suspensão e ponto de união com a fundação acham-se dentro de um círculo, cujo raio coincide com o braço da máquina de elevação.

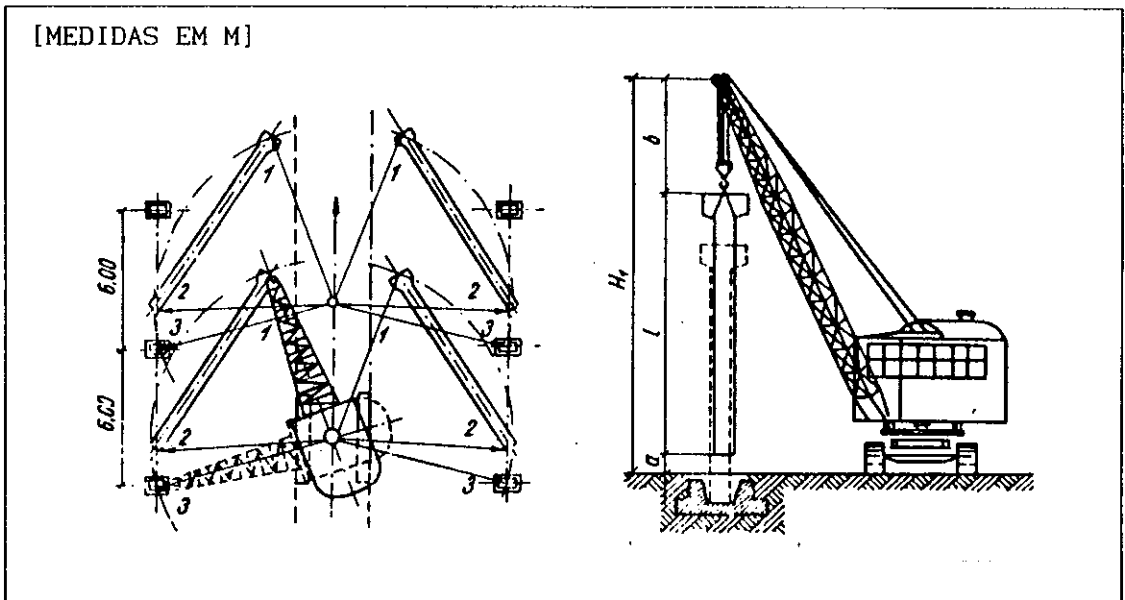


FIGURA 3.33 [16]
ELEVAÇÃO DE UM PILAR MEDIANTE UMA GRUA MÓVEL

3.6.4.2. MÉTODO DE ELEVAÇÃO ESCOLHIDO

Para o sistema construtivo proposto tem-se as seguintes características que influenciaram na escolha do método de elevação do pilar:

1. Utilização de autogrua com possibilidade de movimentação da mesma com o carregamento.
2. Ligação do pilar com a fundação por meio de elementos tipo cálice.
3. Fabricação dos pilares em centrais provisórias no local da obra.

Considerando o exposto anteriormente, julgou-se conveniente um método de elevação do pilar de acordo com as figuras 3.34 e 3.35.

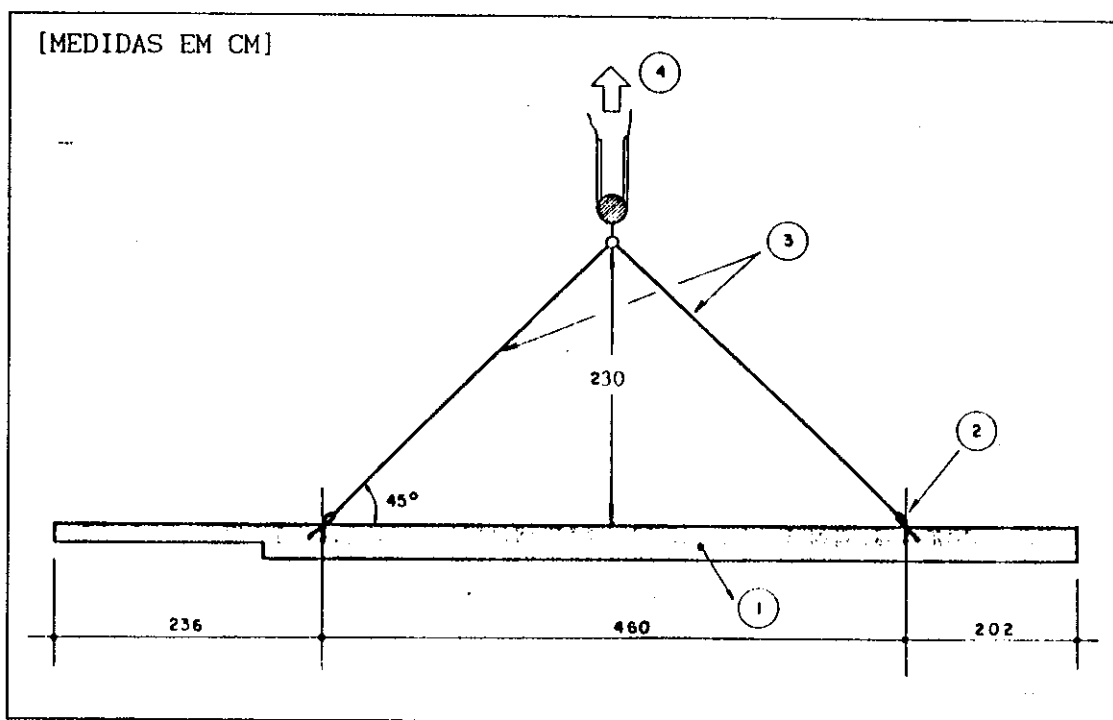


FIGURA 3.34

ELEVAÇÃO DOS PILARES PELAS GRUAS DE PÓRTICO

1. PILAR, 2. ALÇAS DE LEVANTAMENTO, 3. "SUPERLAÇOS" TIPO CS (CIMAF)
- CABO 6X25 FILLER-AF, 4. GRUA PÓRTICO.

Inicialmente, os pilares, produzidos em central de pré-moldagem próxima ao local da obra, serão levados até a zona de armazenagem mediante gruas de pórtico que servem as zonas de fabricação e armazenagem. Para tanto, serão instaladas alças de levantamento em po-

sições indicadas na *figura 3.34*.

Posteriormente, durante a montagem, os pilares serão elevados até a sua posição definitiva na estrutura, mediante uma autogrua. Para tanto, um pino auxiliar será introduzido em abertura executada durante a fase de fabricação do pilar. Este pino torna-se necessário quando considera-se a possibilidade de deslizamento, do cabo de elevação escolhido, pela superfície do pilar (*figura 3.35*).

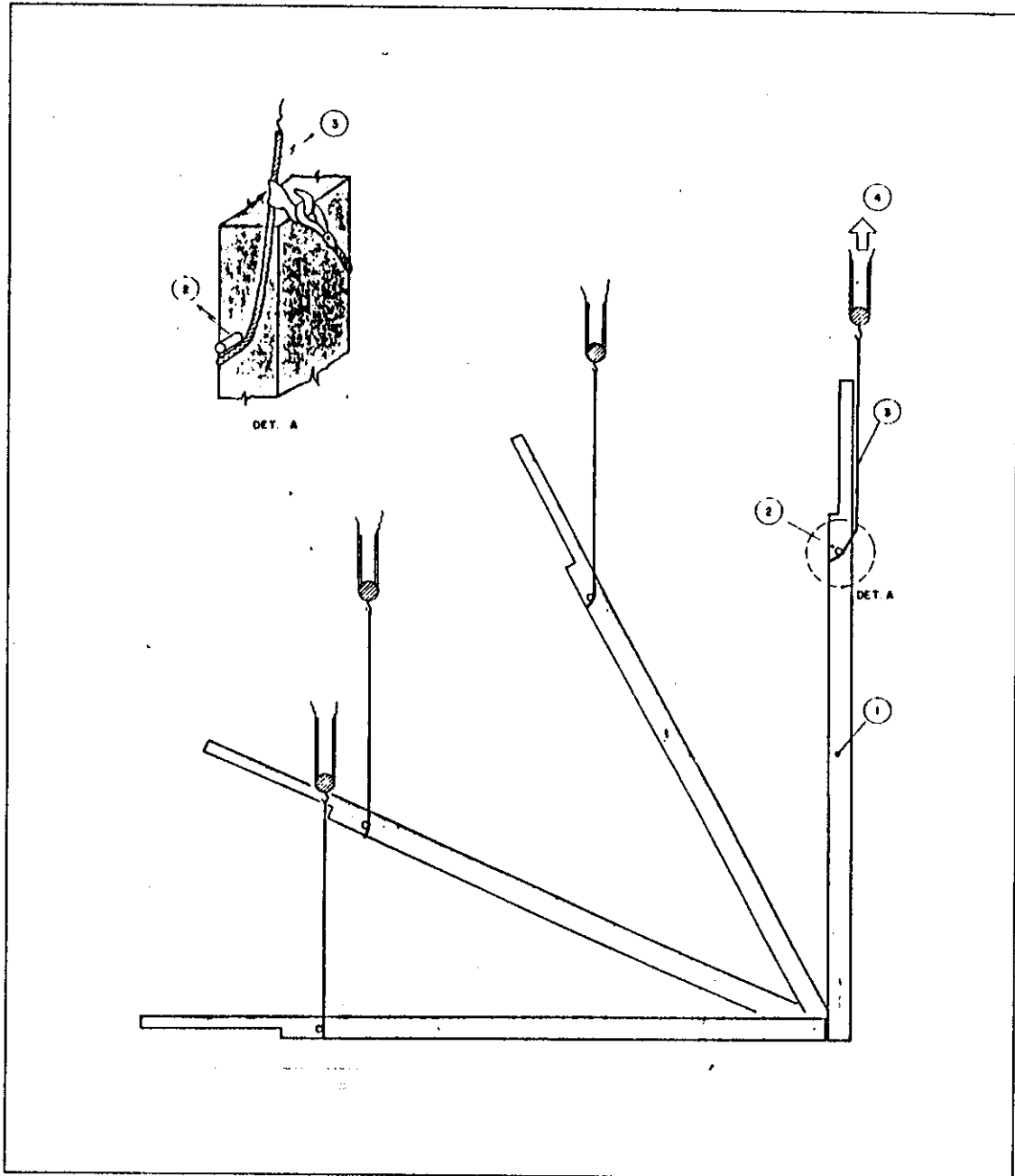


FIGURA 3.35

ELEVAÇÃO DOS PILARES PELAS AUTOGRUAS

1. PILAR, 2. PINO AUXILIAR NA ELEVAÇÃO, 3. "SUPERCABO" TIPO C3 (CIMAF)-
CABO 6X25 FILLER-AF, 4. AUTOGRUA

3.6.5. ELEVAÇÃO DA VIGA DO SHED

As vigas pré-moldadas em concreto, geralmente, são elevadas por seus extremos. Entretanto, resulta mais econômico e seguro, por razões de estabilidade, suspender as vigas pelo centro, com pontos de suspensão localizados a 1/4 de vão de seus extremos; mesmo que para tanto, seja necessário acrescentar-se uma armadura adicional à viga. Com este procedimento dispensa-se a utilização de duas gruas na elevação das vigas.

Uma viga pode ser elevada mediante a utilização de um cabo que a rodeie, ganchos incrustados na peça, alças de elevação, orifícios previamente estabelecidos no elemento.

Para o sistema construtivo proposto tem-se as seguintes características que influenciam na escolha do método de elevação da viga:

1. Utilização de autogrua, com possibilidade de movimentação da mesma com o carregamento.
2. Ligações da viga do shed com a vierendel em níveis diferentes (banzo superior e banzo inferior da vierendel).
3. Fabricação das vigas em centrais provisórias no local da obra.

Considerando o exposto anteriormente, julgou-se conveniente um método de elevação da viga do shed de acordo com as *figuras 3.36 e 3.37*.

Inicialmente, as vigas do shed, produzidas em central de pré-moldagem próxima ao local da obra, são levadas até a zona de armazenagem com o auxílio das gruas pórtico, que servem as zonas de fabricação e armazenagem da referida central. Para tanto, são instaladas alças de levantamento na viga do shed, conforme ilustra a *figura 3.36*. Posteriormente, durante a montagem, as vigas do shed serão elevadas até sua posição definitiva na estrutura, com o auxílio de uma das autogruas escolhidas para a montagem da estrutura (*figura 3.37*).

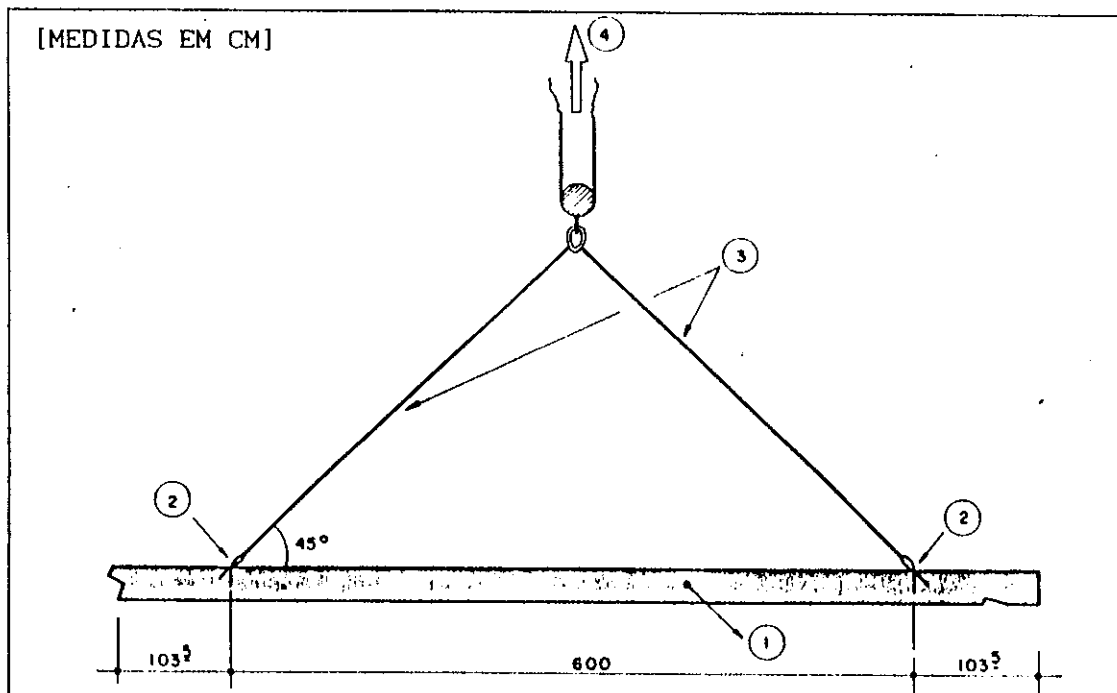


FIGURA 3.36
 ELEVAÇÃO DA VIGA DO SHED PELA GRUA DE PÓRTICO
 1.VIGA DO SHED, 2.ALÇAS DE LEVANTAMENTO, 3.SUPERLAÇOS TIPO C5(CIMAF)-
 CABO 6X25 FILLER-AF, 4.GRUA DE PÓRTICO

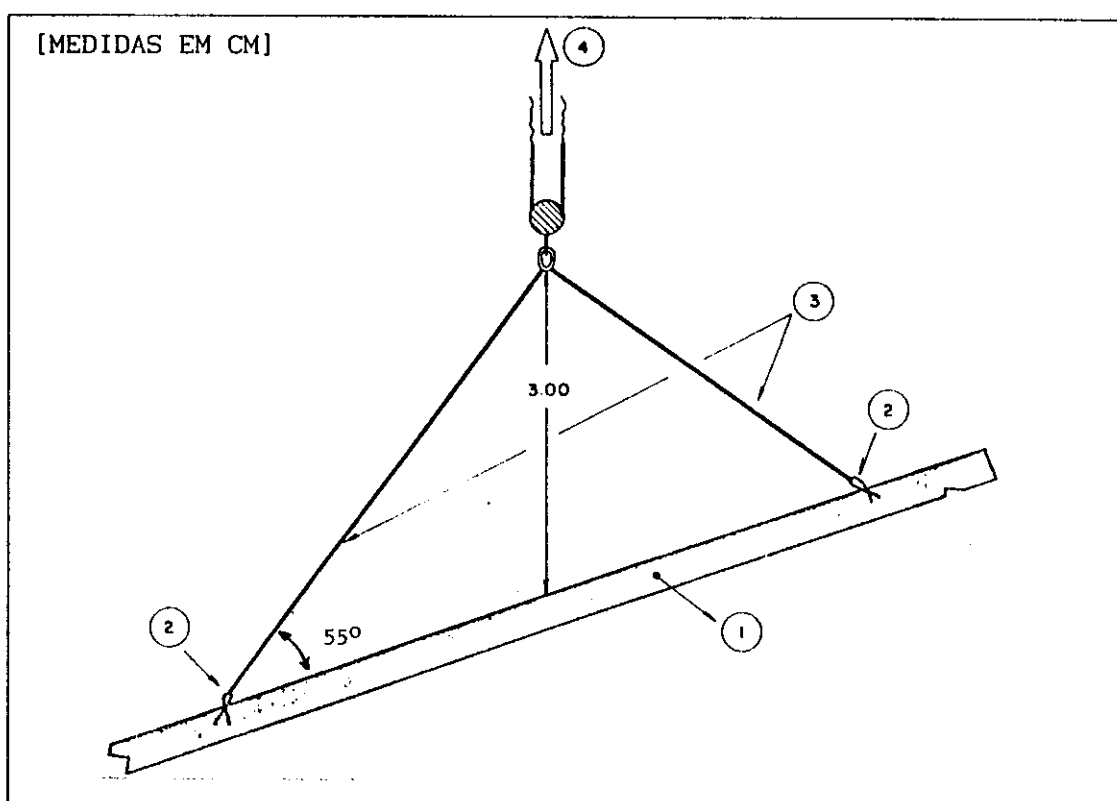


FIGURA 3.37
 ELEVAÇÃO DA VIGA DO SHED PELA AUTOGRUA
 1.VIGA DO SHED, 2.ALÇAS DE LEVANTAMENTO, 3.SUPERLAÇOS TIPO C8(CIMAF)-
 CABO 6X25 FILLER-AF, 4.AUTOGRUA

3.7. MONTAGEM

3.7.1. PLANOS DE MONTAGEM

É primordial, em uma edificação pré-moldada, a obediência a um plano específico de montagem, condicionado à tipologia dos elementos e à sucessão das distintas fases de montagem.

Um plano bem feito deve levar em consideração o travamento da estrutura. Segundo Koncz [12]: "Deve-se procurar suprimir o máximo possível os reforços provisórios, utilizando os próprios elementos da estrutura, em montagem planejada, no travamento da mesma". Daí a vantagem das ligações com imediata aptidão portante.

Pode-se, por exemplo, proceder-se a montagem da estrutura de tal forma que, preparada a estrutura de armação do esqueleto, sejam logo a seguir instaladas as terças ou placas de cobertura, obtendo-se assim imediato travamento do trecho montado da edificação. A conveniência deste tipo de montagem é que os trabalhos de acabamento (fechamento lateral e cobertura), podem ser imediatamente iniciados no trecho já montado da edificação.

Nas edificações pequenas, onde as peças são montadas conforme sua chegada na obra, a montagem por trechos não é a mais indicada. A mesma só perturbaria a continuidade da obra, pois a rapidez de execução torna-se maior quando, na montagem, a grua coloca em obra peças de mesma classe (peso e dimensões).

3.7.2. PLANO DE MONTAGEM SUGERIDO

Como no sistema construtivo proposto existe a possibilidade de expansão em ambas as direções, dependendo da área a ser construída pode-se optar pela montagem *por etapas* ou pela montagem *global*, sendo ambas idênticas quanto ao plano básico de montagem descrito a seguir:

1- Com os cálices de fundação preparados (moldados no local), a grua eleva os pilares e coloca-os em posição no cálice.

2- Executa-se a ligação provisória pilar/cálice. Somente depois desta ligação terminada a grua pode soltar o pilar. Posteriormente

te a ligação definitiva pilar/cálice é completada.

3- A vierendel (já colocada em posição vertical) é elevada por 2 guas. Posicionada convenientemente sobre os pilares e executada a ligação pilar/vierendel, as guas podem finalmente soltar a viga.

4- Com dois pórticos montados, as vigas do shed podem ser instaladas. Posicionadas e com a união viga do shed/vierendel executada, a grua pode então soltá-las.

5- Finalizando, as terças de cobertura são instaladas.

Para evitar-se esforços adicionais na vierendel, as vigas do shed, terças de cobertura e telhas, devem ser montadas do centro para cada extremidade da viga simultaneamente.

4. DIMENSIONAMENTO

4.1. PRELIMINARES

A edificação proposta foi concebida com vistas à possibilidade de expansão em ambas as direções em planta.

Para o dimensionamento foi considerado um galpão constituído por oito módulos básicos de $15 \times 7.5 \text{ m}^2$, distribuídos conforme *figura 4.1*.

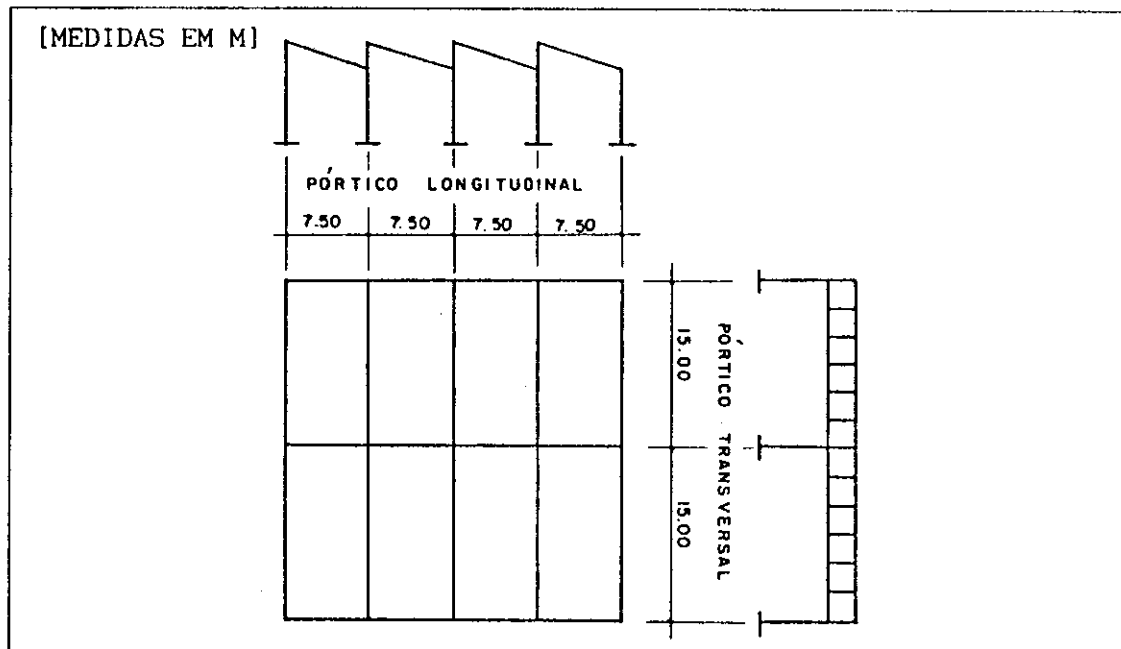


FIGURA 4.1

MODULAÇÃO PROPOSTA PARA O DIMENSIONAMENTO DO GALPÃO

A distribuição adotada visou a obtenção de solicitações combinadas mais desfavoráveis para o dimensionamento dos elementos estruturais constituintes da edificação.

No dimensionamento, as ações permanentes e variáveis foram combinadas de forma a obter-se os esforços máximos em cada elemento estrutural.

Cada elemento estrutural foi dimensionado, verificado quanto aos esforços de elevação e convenientemente armado, com a obtenção, inclusive, de índices construtivos para cada elemento.

Cada ligação dos elementos pré-moldados, bem como os insertos de elevação foram minuciosamente dimensionados e detalhados.

Toda informação adicional quanto ao dimensionamento dos elementos estruturais, das ligações e dos insertos de elevação, encontram-se em anexo (Anexo B).

4.2. ESQUEMA ESTÁTICO

A vinculação à fundação, bem como o tipo de ligação entre os elementos componentes da estrutura, foram objeto de estudos no capítulo anterior.

Com vistas ao cálculo estático, a estrutura poderia ser assimilada a um pórtico espacial. Porém, para o caso em questão, dividiu-se a estrutura em pórticos longitudinais (*fig. 4.2*) e transversais (*fig. 4.3*) em busca de uma simplificação de cálculo perfeitamente admissível.

O entendimento do esquema estático do pórtico transversal, implica na observação da *figura 4.4*. Na figura esta representada a ligação vierendel/pilar. O banzo superior da vierendel esta ligado ao pilar por um "pino", de tal forma que o momento neste ponto do pórtico seja nulo, caracterizando, assim, uma articulação. Por sua vez o banzo inferior da vierendel está ligado ao pilar, através de chapas metálicas, de tal forma que somente o esforço cortante perpendicular ao plano da vierendel é transmitido, no ponto, para o pilar.

Em realidade, não será considerado, longitudinalmente, um comportamento de pórtico para a estrutura do galpão. As vigas do shed, in

tegrantes do citado pórtico longitudinal, serão dimensionadas isoladamente (consideradas simplesmente apoiadas na vierendel), com reações de apoio posteriormente aplicadas no pórtico transversal. Deve-se, então, ficar claro que a denominação "pórtico longitudinal" vem simplesmente facilitar a representação dos carregamentos na viga do shed, principalmente devidos às ações de vento (figuras 4.8 a 4.13).

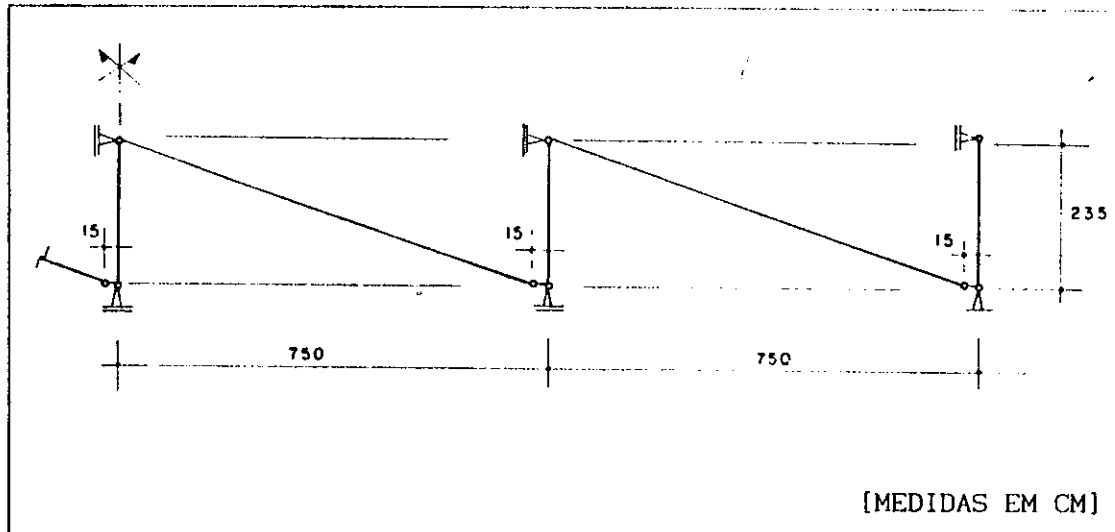


FIGURA 4.2
ESQUEMA ESTÁTICO DO PÓRTICO LONGITUDINAL

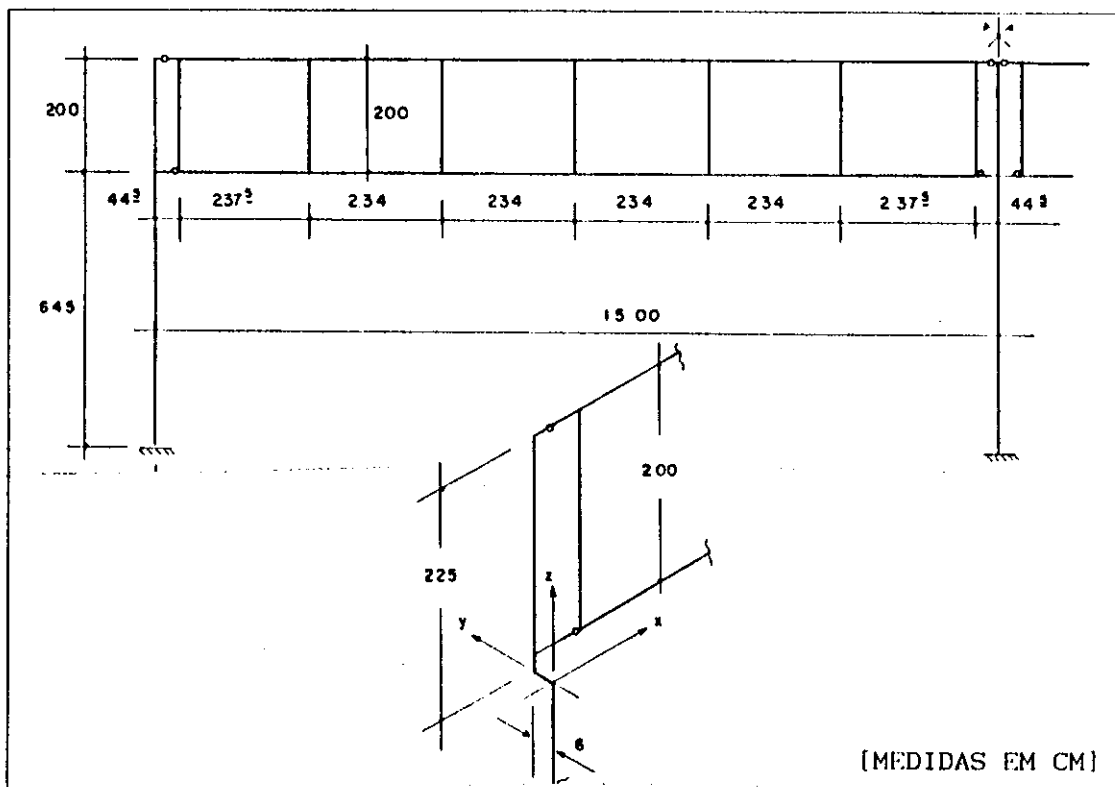


FIGURA 4.3
ESQUEMA ESTÁTICO DO PÓRTICO TRANSVERSAL

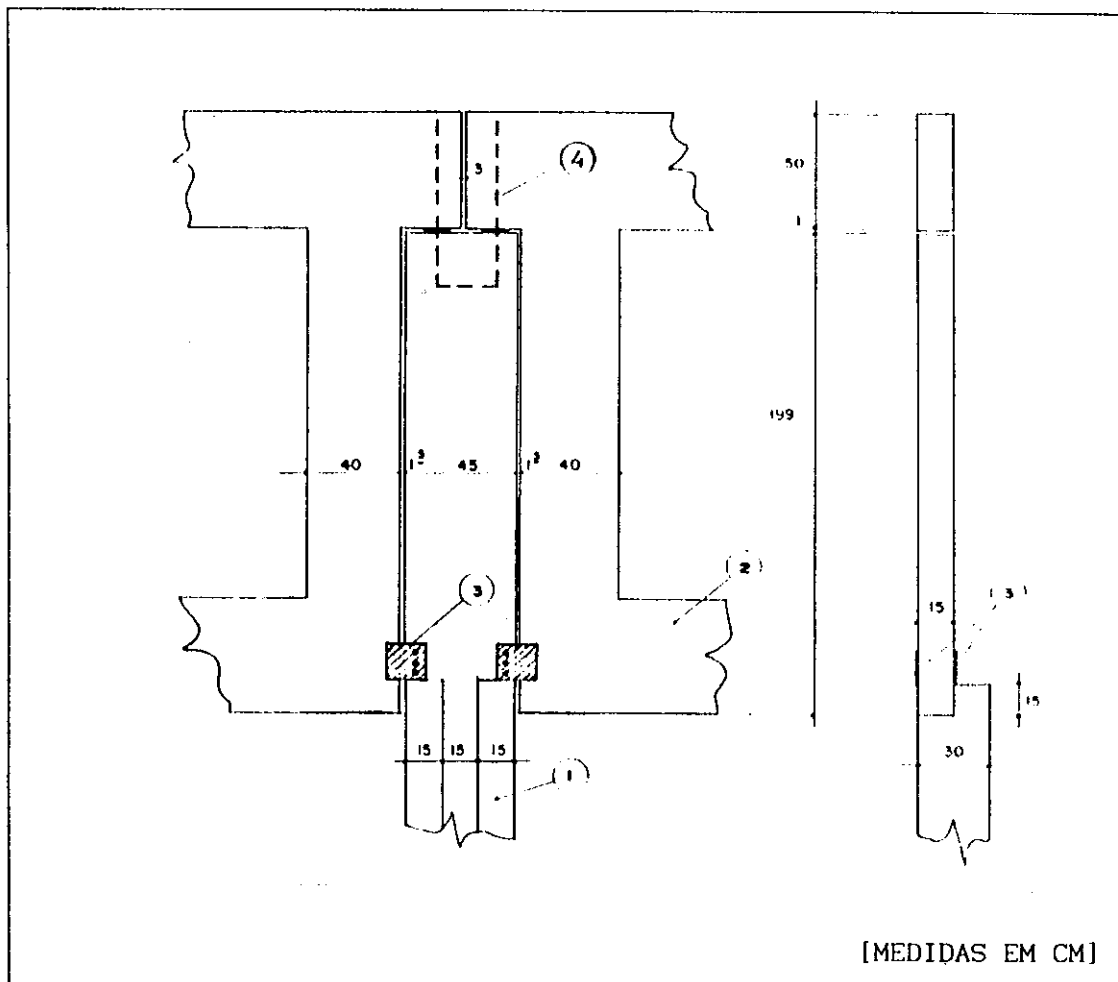


FIGURA 4.4

LIGAÇÃO VIERENDEL/PILAR

1.Pilar, 2.Vierendeel, 3.Placa Metálica, 4.Pino de Ligação.

4.3. AÇÕES PERMANENTES MAIS SOBRECARGA

4.3.1. PRELIMINARES

Devido ao "caráter permanente" da carga variável de longa duração (dutos de ar condicionado, instalações elétricas, acúmulo de resíduos industriais na cobertura, etc), as ações permanentes e a sobrecarga foram consideradas em conjunto. Assim consideradas, as mesmas foram combinadas com as ações devidas ao vento em busca da envoltória de esforços nos elementos estruturais.

As ações permanentes consideradas foram o peso da estrutura de cobertura (telhas, terças, contraventamentos e beiral), peso das es

quadrias sobre a vieredel, peso da calha cheia de água e peso próprio dos elementos pré-moldados.

4.3.2. SOBRECARGA

Levando-se em consideração prováveis carregamentos advindos da instalação de dutos de ar condicionado, sistema de iluminação artificial e acúmulo de resíduos industriais na cobertura, adotou-se uma sobrecarga de 500 N/m^2 , distribuída em toda a superfície de projeção horizontal da edificação.

4.3.3. PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA DE COBERTURA

No peso da estrutura de cobertura foi levado em consideração:

- Telhas onduladas de fibrocimento $254,0 \text{ N/m}^2$
- Terças metálicas $530,0 \text{ N/m}$
- Contraventamentos $10,0 \text{ N/m}^2$
- Beiral $600,0 \text{ N/m}$

4.3.4. ESQUADRIAS

As esquadrias, em metal e vidro, tiveram seu peso estimado em $375,0 \text{ N/m}^2$.

4.3.5. CALHA CHEIA D'ÁGUA

Pela *figura 3.5*, o peso da calha cheia de água foi estimado em $470,0 \text{ N/m}^2$.

4.3.6. PESO PRÓPRIO DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS

4.3.6.1. Preliminares

No cálculo do peso próprio dos elementos estruturais considerou-se $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (peso específico do concreto) e as dimensões dos elementos pré-moldados apresentadas no capítulo 3.

Pelo fato de os pilares não possuírem seção transversal constante, cada trecho dos mesmos, com seção diferente, teve seu peso próprio determinado e concentrado na extremidade superior do referido

trecho.

O peso próprio dos montantes da vierendel foi calculado e considerado aplicado na extremidade superior dos mesmos.

4.3.6.2. Viga do Shed

O carregamento devido ao peso próprio da viga do shed foi estimado em 1,2 kN/m.

4.3.6.3. Vierendel

O carregamento da vierendel, devido ao seu peso próprio, está indicado na *figura 4.5*.

Observando-se a figura, temos:

Carregamento 1 (Montantes extremos)	2,2 kN
Carregamento 2 (Montantes internos)	1,7 kN
Carregamento 3 (Banzo superior e inferior)	1,9 kN

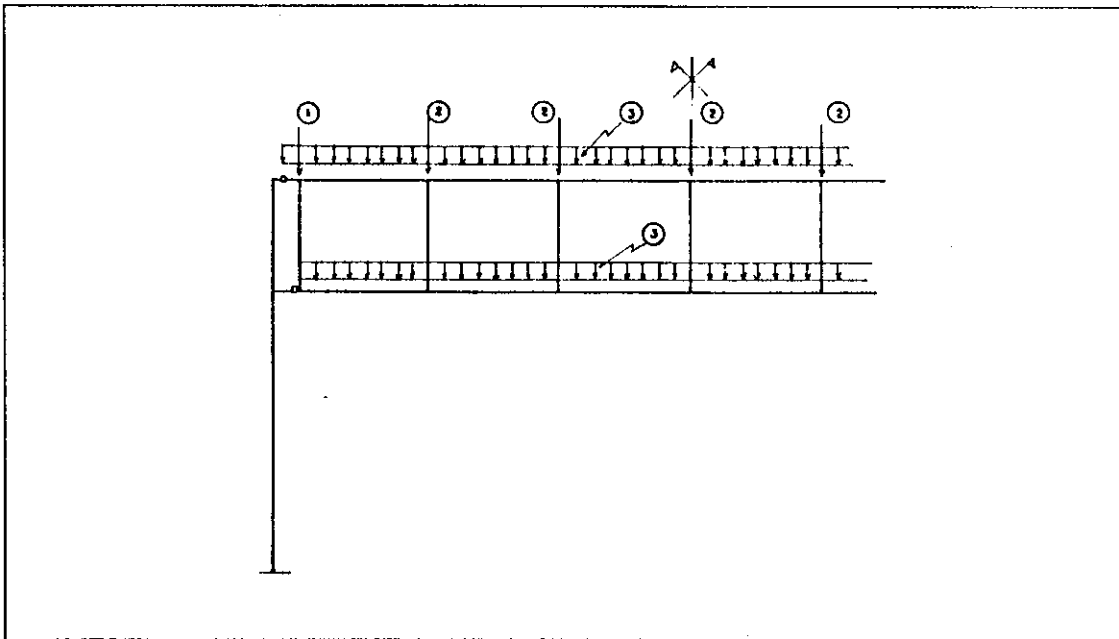


FIGURA 4.5

AÇÃO DO PESO PRÓPRIO NA VIERENDEL

4.3.6.4. Pilares Externos

Cada trecho, com seção distinta, dos pilares extremos teve o

seguinte peso próprio (observar figura 3.7):

Trecho 1	0,45 kN
Trecho 2	3,10 kN
Trecho 3	18,15 kN

4.3.6.5. Pilares Internos

Cada trecho, com seção distinta, dos pilares internos, teve o seguinte peso próprio (observar figura 3.7):

Trecho 1	3,10 kN
Trecho 2	18,15 kN

4.3.7. AÇÃO PERMANENTE MAIS SOBRECARGA NOS PÓRTICOS

De posse das ações permanentes obtidas nos itens anteriores, aplicou-se, convenientemente, as mesmas nos pórticos longitudinais e transversais.

Para cada pórtico longitudinal foi considerado um comprimento transversal de influência de 5,0 m. A cada carregamento concentrado na viga do shed, proveniente das terças que apóiam-se na mesma, corresponde uma área de influência, área esta, obtida pela multiplicação deste comprimento de 5,0 m pela média das distâncias entre terças vizinhas à terça em questão. Assim procedido, obteve-se o carregamento ilustrado na figura 4.6.

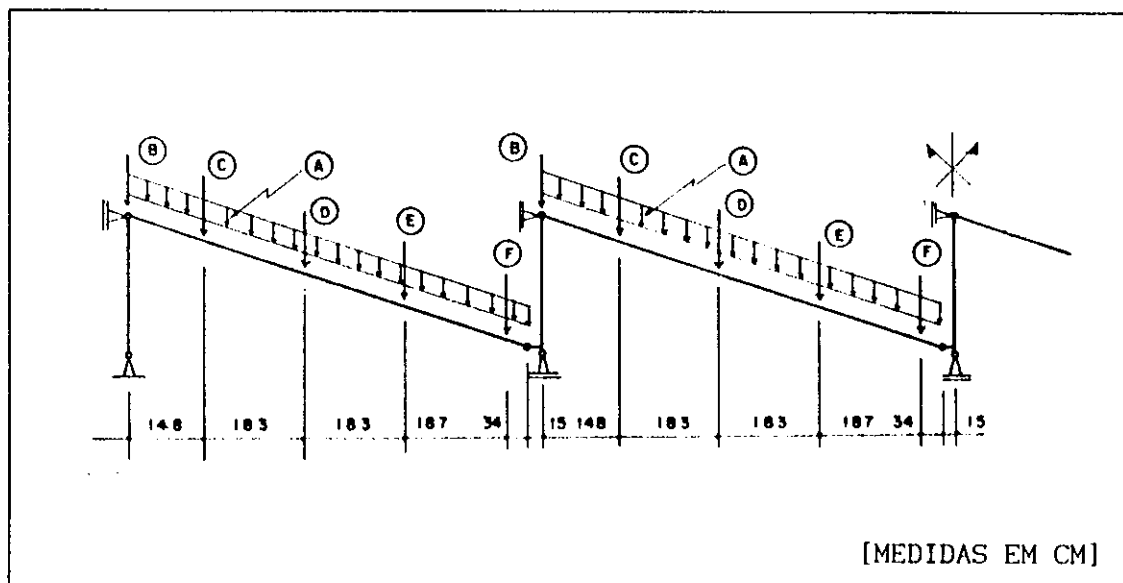


FIGURA 4.6
AÇÃO PERMANENTE MAIS SOBRECARGA NO PÓRTICO LONGITUDINAL

CARREGAMENTOS:

- A = 1,20 kN/m (peso próprio da viga do shed)
- B = 7,48 kN (beiral, telhas, terça, contraventamentos e sobrecarga)
- C = 6,98 kN (terça, telhas, contraventamentos e sobrecarga)
- D = 7,66 kN (terça, telhas, contraventamentos e sobrecarga)
- E = 7,74 kN (terça, telhas, contraventamentos e sobrecarga)
- F = 5,78 kN (terça, telhas, contraventamentos, sobrecarga e calha)

As ações permanentes no pórtico transversal são provenientes do peso próprio da vierendel, peso das esquadrias, peso da calha cheia de água e carregamento proveniente das reações de apoio da viga do shed quando sujeita às ações permanentes.

As referidas reações de apoio da viga do shed estão calculadas no anexo B deste trabalho.

Obteve-se então o carregamento no pórtico transversal, devido às ações permanentes, ilustrado na figura 4.7.

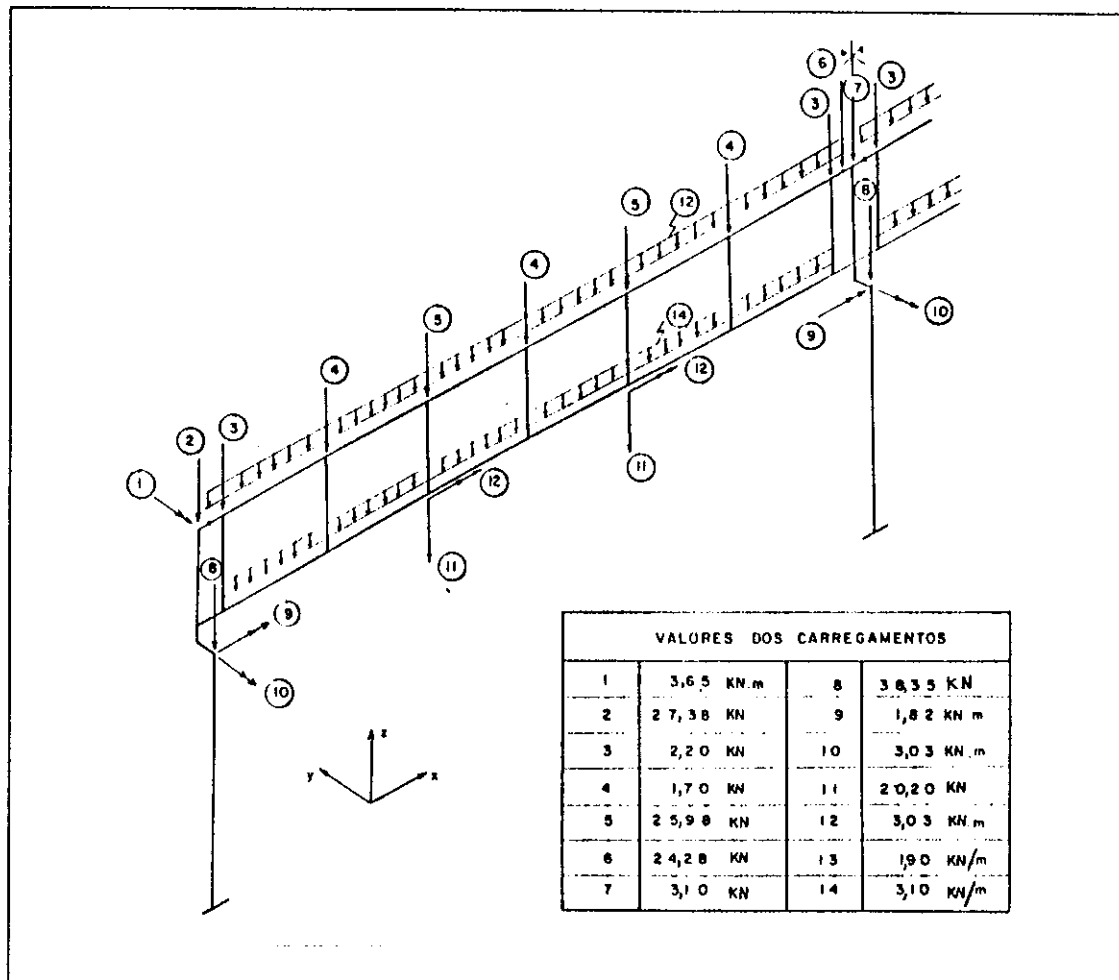


FIGURA 4.7
AÇÃO PERMANENTE MAIS SOBRECARGA NO PÓRTICO TRANSVERSAL

DESCRIÇÃO DOS CARREGAMENTOS:

- 1 Momento devido à excentricidade de aplicação do esforço normal, proveniente da viga do shed, em relação ao centro de gravidade do trecho superior do pilar externo.
- 2 Peso próprio do trecho superior do pilar somado com a reação de apoio da viga do shed.
- 3 Peso próprio do montante externo da vierendel.
- 4 Peso próprio do montante interno da vierendel.
- 5 Peso próprio do montante interno da vierendel somado com a reação de apoio da viga do shed.
- 6 Reação de apoio da viga do shed.
- 7 Peso próprio do trecho superior do pilar interno.
- 8 Peso próprio do trecho inferior do pilar interno somado com a reação de apoio da viga do shed.
- 9 Momento devido à excentricidade de aplicação do esforço normal proveniente da viga do shed em relação ao centro de gravidade do trecho inferior do pilar.
- 10 Momento devido à excentricidade de aplicação do esforço normal proveniente da viga do shed em relação ao centro de gravidade do trecho inferior do pilar.
- 11 Reação de apoio da viga do shed.
- 12 Momento devido à excentricidade de aplicação do esforço normal, proveniente da viga do shed, em relação ao plano vertical que passa pelo centro de gravidade da vierendel.
- 13 Peso próprio do banzo superior da vierendel.
- 14 Peso próprio do banzo inferior da vierendel somado com o peso da calha cheia de água.

4.4. AÇÕES VARIÁVEIS

4.4.1. PRELIMINARES

Como ações variáveis sobre a estrutura considerou-se as ações devidas ao vento.

A NBR 6123 [2] foi utilizada na determinação destas ações.

Considerou-se que o galpão pode ser construído em qualquer parte do País, em subúrbios de grandes cidades e excluiu-se sua instalação em encostas ou cristas de morros.

Na determinação do coeficiente de pressão interna (C_{pi}), foi possível a adoção de uma simplificação proposta pela NBR 6123 [3], para o caso de um dimensionamento genérico ($C_{pi} = 0,2$ e $C_{pi} = -0,3$).

Os coeficientes de forma para o telhado (C_e), foram tomados como os determinados por Pitta [5].

Apesar da possibilidade de ampliações futuras, a obtenção dos coeficientes de forma para as paredes do galpão baseou-se na modulação proposta para dimensionamento (8 módulos de $7,50 \times 15,0 \text{ m}^2$), valendo a observação de que os coeficientes, assim obtidos, não serão muito alterados com a variação das dimensões, em planta, do galpão.

As ações devidas ao vento no galpão, foram obtidas considerando-se para cada pórtico longitudinal uma largura de influência de 5,0m e para cada pórtico transversal uma largura de influência de 7,5 m.

Informações adicionais quanto à determinação das ações devidas ao vento no galpão, encontram-se no anexo B deste trabalho.

4.4.2. AÇÕES DEVIDAS AO VENTO NO GALPÃO

Com as devidas considerações preliminares, obteve-se 6 casos típicos de ações de vento sobre o galpão, que estão ilustrados nas figuras 4.8 a 4.13.

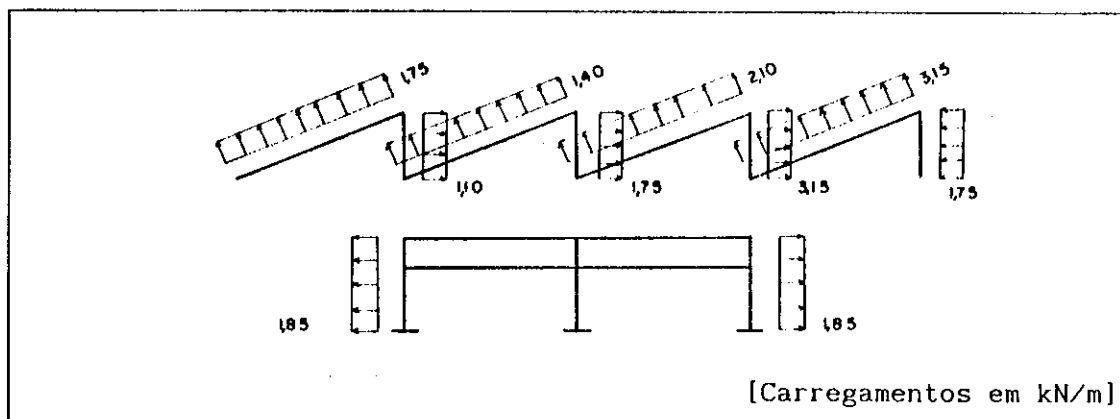


FIGURA 4.8
AÇÃO DE VENTO TIPO A

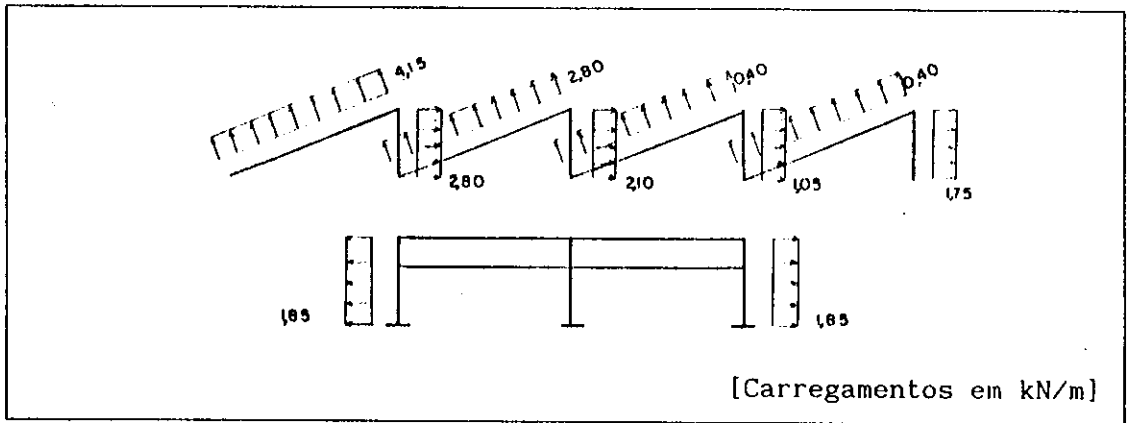


FIGURA 4.9
AÇÃO DE VENTO TIPO B

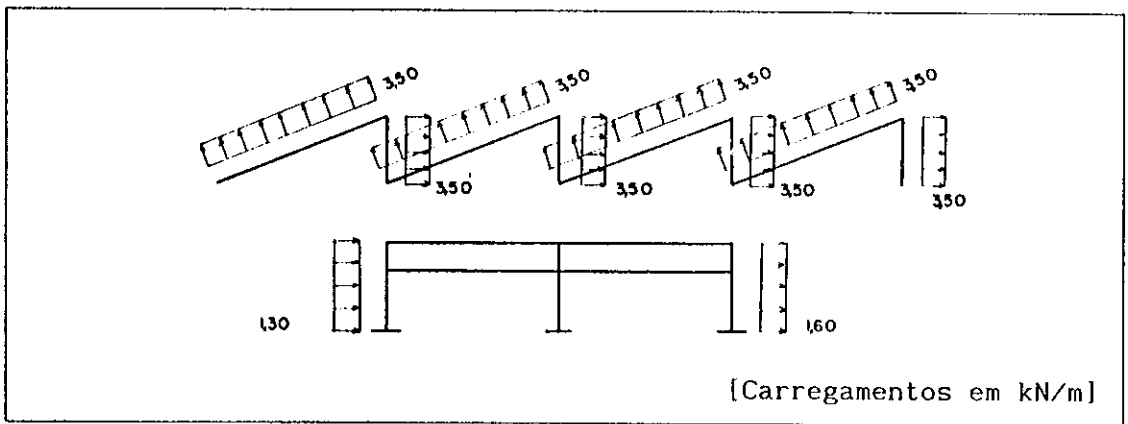


FIGURA 4.10
AÇÃO DE VENTO TIPO C

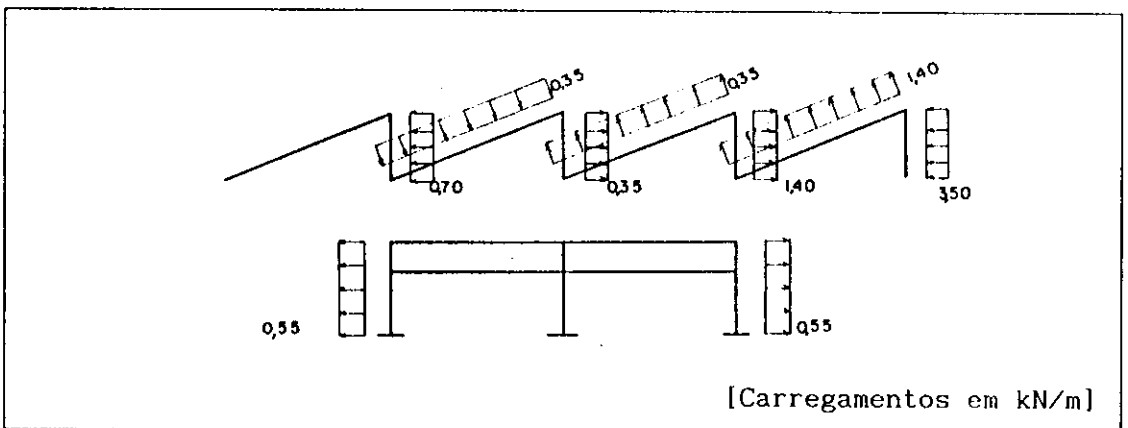


FIGURA 4.11
AÇÃO DE VENTO TIPO D

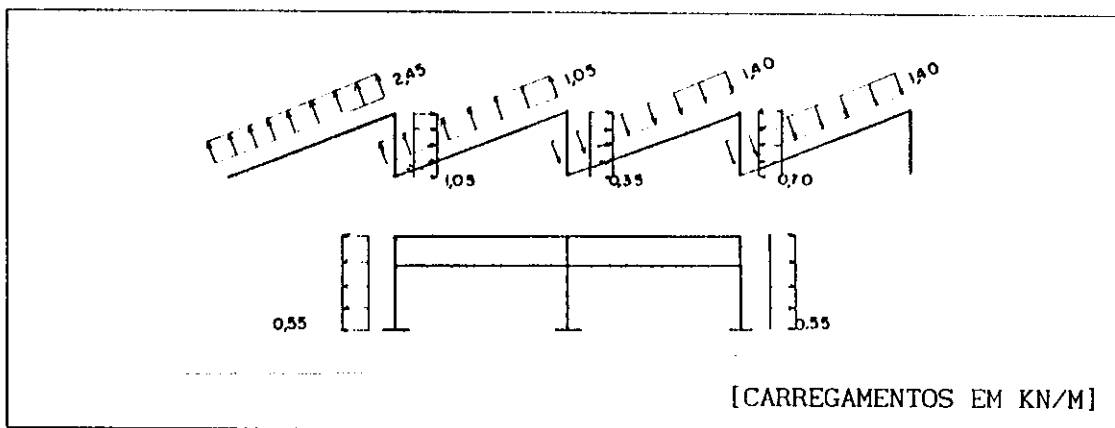


FIGURA 4.12
AÇÃO DE VENTO TIPO E

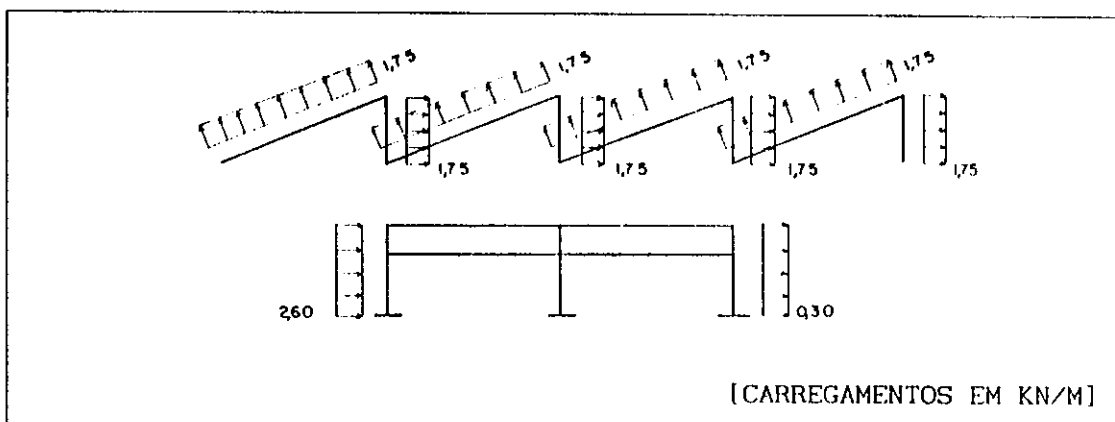


FIGURA 4.13
AÇÃO DE VENTO TIPO F

Os carregamentos nos pilares do pórtico transversal são provenientes da ação de vento sobre as paredes de vedação. Sendo assim, o citado carregamento foi considerado distribuído para os pilares.

Obtidas as reações de apoio da viga do shed sob a ação do vento (anexo B deste trabalho) e considerando-se a *figura 4.15*, onde ilustra-se como foi considerada a ação de vento nos banzos e montantes da vierendel, obteve-se o carregamento no pórtico transversal, devido à ação de vento sobre o galpão, ilustrado na *figura 4.14*.

As ações de vento D e F foram consideradas de menor importância, face às demais, para a obtenção dos esforços máximos de vento no pórtico transversal.

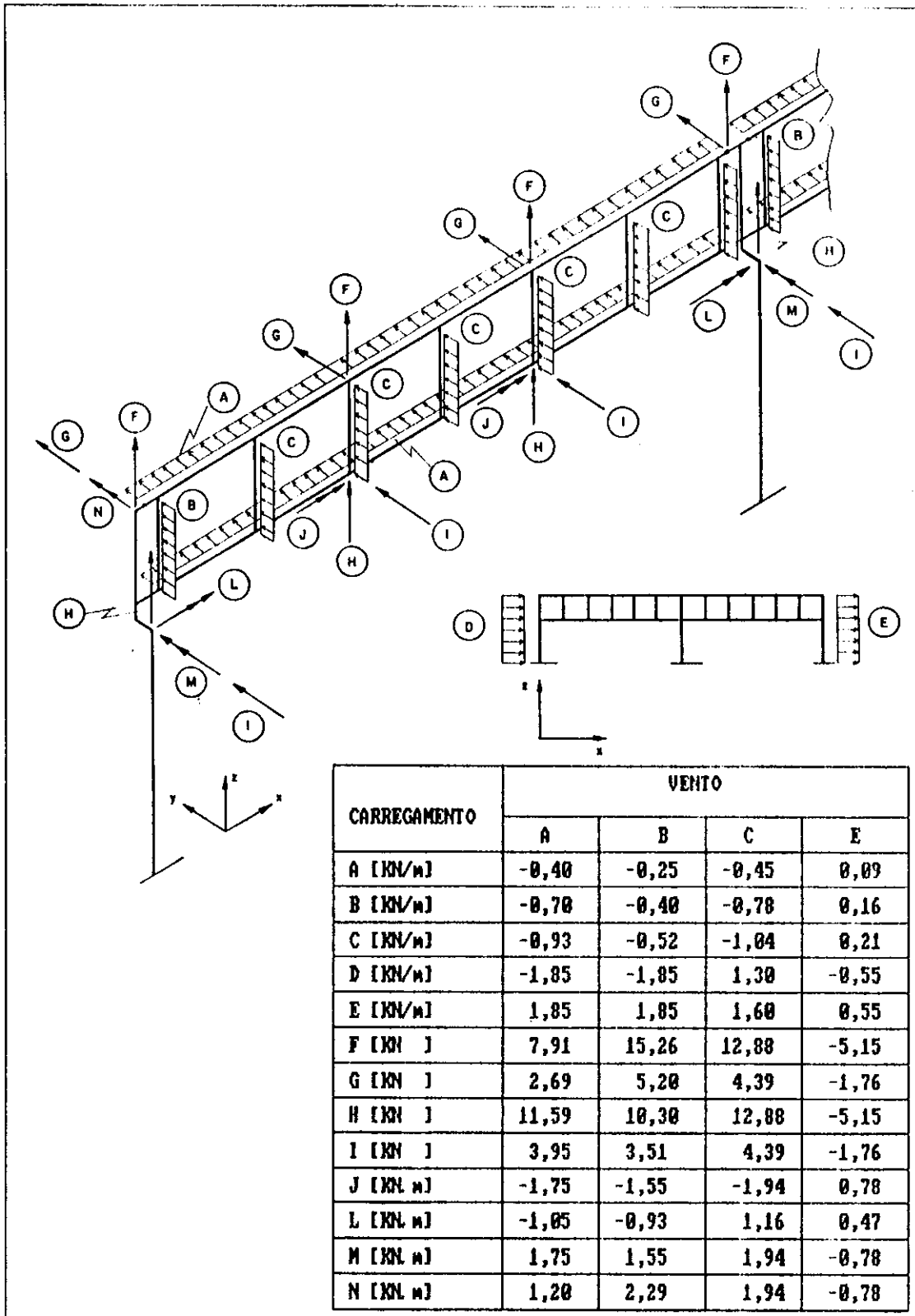


FIGURA 4.14

CARREGAMENTO TÍPICO DO PÓRTICO TRANSVERSAL SOB A AÇÃO DO VENTO

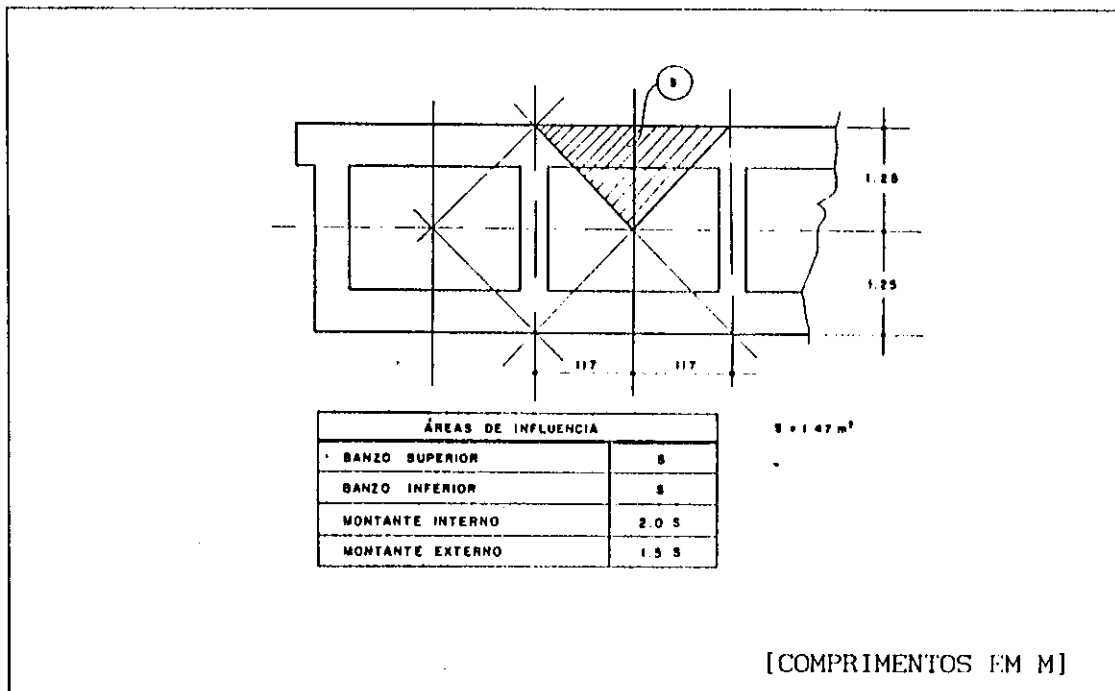


FIGURA 4.15

ÁREA DE INFLUÊNCIA DOS BANZOS E MONTANTES DA VIERENDEL

4.5. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO GALPÃO

A determinação dos esforços na viga do shed e no pórtico transversal (pilar e vierendel), encontra-se no anexo B deste trabalho.

Os esforços na viga do shed foram obtidos facilmente, já que a mesma está simplesmente apoiada na vierendel.

Calculadas as reações de apoio máximas da viga do shed, provenientes dos carregamentos associados à ação permanente e às ações de vidas ao vento, os esforços no pórtico transversal foram obtidos com o auxílio de um programa de análise estática de uma estrutura, o SAP90 [24,25 e 26]. Todo o roteiro de aplicação deste programa à determinação dos esforços na vierendel e no pilar estão minuciosamente detalhados também no anexo B.

A notação e sentido dos esforços foi tomada como a mesma do SAP90 e encontra-se ilustrada na figura 4.16. Nesta figura observa-se a notação P, ao invés de N, para designação de esforços normais no elemento; sendo N comumente empregado para esta designação.

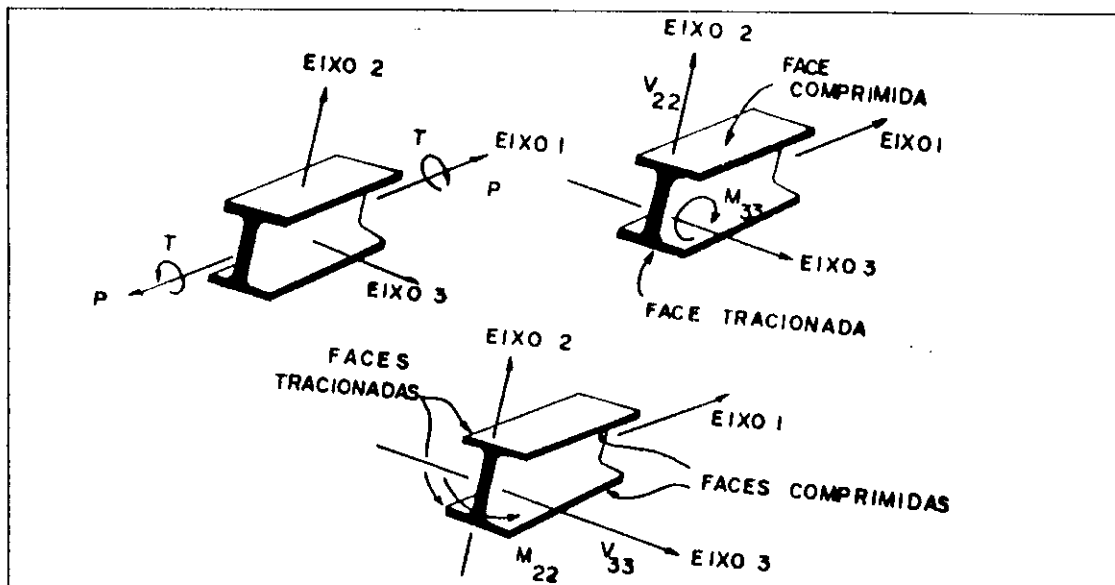


FIGURA 4.16

DIREÇÃO E SENTIDO POSITIVOS DOS MOMENTOS FLETORES [M_{22}, M_{33}], MOMENTO TORÇOR [T], ESFORÇOS CORTANTES [V_{22}, V_{33}] E ESFORÇO AXIAL [P], EM RELAÇÃO AOS EIXOS LOCAIS 1,2,3.

4.6. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS COMPONENTES DO GALPÃO

4.6.1. PRELIMINARES

Para a obtenção dos valores de cálculo das ações, na combinação das ações permanentes e variáveis, segundo a NBR 8681 [3], tomou-se combinação última normal de ações, ou seja:

$$F_d = 0,9 F_{G,K} + 1,4 F_{Q,K} \quad (\text{efeitos favoráveis de } F_{G,K})$$

$$F_d = 1,4 F_{G,K} + 1,4 F_{Q,K} \quad (\text{efeitos desfavoráveis de } F_{G,K})$$

Onde $F_{G,K}$ corresponde ao valor característico das ações permanentes e $F_{Q,K}$ ao valor característico das ações variáveis.

Definido $F_{Q,K}$, esta ação, para o caso do exemplo proposto, representa as ações devidas ao vento. Correspondendo ora ao vento de sobrepressão (vento E - efeito favorável das ações permanentes), ora à ação de vento máximo de sucção (ventos A, B ou C - efeito desfavorável das ações permanentes).

4.6.2. DIMENSIONAMENTO DA VIGA DO SHED

4.6.2.1. Preliminares

Devido à possibilidade de inversão de momentos (vide anexo B), procurou-se o dimensionamento com armadura simétrica em relação ao eixo transversal da viga do shed.

A seção de 15x30 cm², proposta inicialmente, foi substituída por uma de 15x35 pois a armadura longitudinal de flexão mostrou-se demasiadamente elevada para uma seção daquelas dimensões.

4.6.2.2. Dimensionamento à Flexão

Para um momento fletor, de cálculo, de 65,6 KN.m, obteve-se:

$$A_s = 10,6 \text{ cm}^2 (6 \phi 12.5 + 4 \phi 10.0)$$

4.6.2.3. Dimensionamento ao Cisalhamento

Para um esforço cortante, de cálculo, de 41,5 KN, obteve-se:

$$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right] = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (por face), } (\phi 5.0 \text{ c/ } 15)$$

4.6.2.4. Verificação do Estado Limite de Fissuração

Na verificação do Estado Limite de Fissuração foi considerado, segundo a NBR 8681 [3], combinação frequente de utilização, para a combinação das ações permanentes e variáveis atuantes na viga do shed.

Para o caso em questão, peça não protegida em meio não agressivo, verificou-se (ver anexo B) que a fissuração da viga do shed se manterá em limites aceitáveis.

4.6.2.5. Verificação do Estado Limite de Deformações

Na verificação do Estado Limite de Deformação foi considerado, segundo a NBR 8681 [3], combinação quase permanente de utilização na combinação das ações permanentes e variáveis atuantes na viga do shed.

A flecha final da viga do shed, sob ações permanentes, foi de

3,6 cm. Flecha considerada satisfatória pois, segundo a NBR 9062 [4], para a viga do shed, deve-se ter:

$$\text{Flecha Final} \leq 0,02 \text{ do vão da viga (3,68 cm)}$$

4.6.3. DIMENSIONAMENTO DA VIERENDEL

4.6.3.1. Preliminares

As barras da vierendel foram divididas em 10 grupos (figura 4.17), tomando-se para o esforço de dimensionamento do grupo, o mais desfavorável entre as barras do grupo.

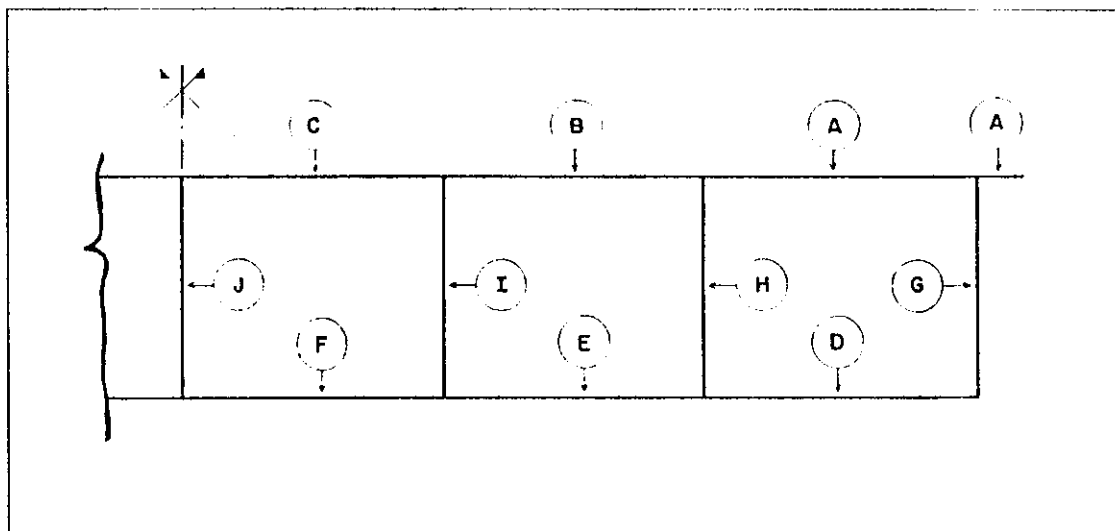


FIGURA 4.17

DIVISÃO DAS BARRAS DA VIERENDEL, PARA DIMENSIONAMENTO, EM GRUPOS

4.6.3.2. Armadura Longitudinal (A_{sl}) e Armadura Transversal (A_{st})

O dimensionamento inicial da vierendel teve por base as seções inicialmente propostas. Prevendo-se um melhor alojamento das armaduras e uma armação menos "pesada", achou-se por bem a alteração da largura de todas as suas barras (passando de 15 cm para 18 cm) e de algumas alturas dos montantes.

A vierendel foi dimensionada à flexão, torção e ao cisalhamento. Portanto, em sua armadura longitudinal (A_{sl}), foram consideradas parcelas devido à flexão (A_{sf}) e à torção (A_{sto}); do mesmo modo, em sua armadura transversal (A_{st}), parcelas devido ao cisalhamento (A_{sw}) e à torção (A_{90}).

GRUPO	M ₃₃ [kN.m]	M ₂₂ [kN.m]	P [kN]	SEÇÃO [cm/cm]	A _{sf} [cm ²]	A _{sto} [cm ²]	A _{sl} [cm ²]	BITOLAS ESCOLHIDAS
A	81,0	-0,18	-112,3	18/50	11,8	0,36	12,2	8 φ 16.0
B	-89,9	7,6	-200,3	18/50	14,8	0,34	15,2	8 φ 16.0
C	-47,1	5,9	-253,6	18/50	1,9	0,39	2,3	4 φ 16.0
D	110,4	1,8	114,1	18/50	15,5	0,48	16,0	8 φ 16.0
E	-88,7	5,6	203,1	18/50	14,8	0,63	15,4	8 φ 16.0
F	-46,6	5,7	256,4	18/50	11,1	0,42	11,5	4φ16.0+1φ12.5
G	126,2	-1,6	64,9	18/50	16,6	0,29	15,9	8 φ 16.0
H	-89,2	0,6	-3,8	15/40	14,8	0,30	15,1	8 φ 16.0
I	-53,3	1,8	-1,8	18/40	8,9	0,15	9,1	8 φ 12.5
J	0	1,2	0,62	18/30	4,3	0,35	4,65	4 φ 12.5

TABELA 4.1
ARMADURA LONGITUDINAL (A_{sl}) PARA A VIERENDEL

[*] em [cm²/m , por face]

GRUPO	V ₂₂ [kN]	P [kN]	SEÇÃO [cm/cm]	A _{sw} [*]	A ₉₀ [*]	A _{st} [*]	BITOLAS ESCOLHIDAS
A	-60,65	-112,3	18/50	0,50	0,16	0,70	φ 5.0 c/ 15
B	55,74	-200,3	18/50	0,11	0,15	0,26	φ 5.0 c/ 15
C	-7,82	-253,6	18/50	-	0,17	0,17	φ 5.0 c/ 15
D	-71,91	114,1	18/50	1,43	0,22	1,65	φ 5.0 c/ 12
E	-57,32	203,1	18/50	1,43	0,28	1,71	φ 5.0 c/ 12
F	-9,36	256,4	18/50	-	0,18	0,18	φ 5.0 c/ 15
G	118,08	64,9	18/50	2,52	0,13	2,65	φ 6.3 c/ 12
H	89,07	-3,8	15/40	2,09	0,13	2,22	φ 6.3 c/ 14
I	53,32	-1,8	18/40	0,78	0,07	0,85	φ 5.0 c/ 15
J	0	0,62	18/30	-	0,16	0,16	φ 5.0 c/ 15

TABELA 4.2
ARMADURA TRANSVERSAL (A_{st}) PARA A VIERENDEL

4.6.3.3. Verificação do Estado Limite de Fissuração

Na verificação do Estado Limite de Fissuração foi considerado, segundo a NBR 8681 [3], combinação frequente de utilização, para a combinação das ações permanentes e variáveis atuantes na vierendel.

Para o caso em questão, peça não protegida em meio não agressivo, verificou-se (ver anexo B) que a fissuração da vierendel se manterá em limites aceitáveis.

4.6.3.4. Verificação do Estado Limite de Deformações

Na verificação do Estado Limite de Deformação foi considerado, segundo a NBR 8681 [3], combinação quase permanente de utilização na combinação das ações permanentes e variáveis atuantes na vierendel.

A flecha máxima final da vierendel, sob ações permanentes, foi de 4,37 cm. Flecha considerada satisfatória pois, segundo a NBR 9062 [4], para a vierendel, deve-se ter:

$$\text{Flecha Final} \leq 0,03 \text{ do vão da viga (5,0 cm)}$$

4.6.4. DIMENSIONAMENTO DO PILAR

4.6.4.1. Preliminares

Os pilares são compostos por duas seções distintas, uma retangular e outra em C. Para fins de dimensionamento, denominou-se o trecho do pilar com seção retangular como pilar superior e o trecho do pilar com seção em C como pilar inferior.

Conforme procedimento análogo para a vierendel, o pilar teve suas dimensões iniciais modificadas, ficando a largura do pilar superior alterada de 15 para 18 cm; o mesmo acontecendo com o trecho, do pilar inferior, concordante com o superior.

Em virtude dos valores insignificantes dos momentos de torção (face aos momentos de flexão), os mesmos não foram considerados no dimensionamento do pilar.

4.6.4.2. Dimensionamento do Pilar Superior

O pilar superior, em seção retangular, foi dimensionado à flexão oblíqua, tomando-se os seguintes esforços de cálculo:

$$\text{NÓ INICIAL} \begin{cases} \cdot M_{33,d} = -2,40 \text{ kN.m} \\ \cdot M_{22,d} = -16,50 \text{ kN.m} \\ \cdot P_d = -318,57 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{NÓ FINAL} \begin{cases} \cdot M_{33,d} = -4,57 \text{ kN.m} \\ \cdot M_{22,d} = 0 \text{ kN.m} \\ \cdot P_d = -318,57 \text{ kN} \end{cases}$$

Com estes esforços de cálculo e considerando-se um comprimento de flambagem de 3,70 m (extremidade superior considerada em balanço), obteve-se uma área de aço, considerada distribuída em relação aos maiores lados do pilar, de $7,0 \text{ cm}^2$ ($6 \phi 12.5$).

A armação transversal, na forma de estribos, foi calculada em $\phi 5.0 \text{ mm}$ a cada 15 cm

O funcionamento desta armação transversal como armadura de cisalhamento foi verificado, e considerado satisfatório, no anexo B.

4.6.4.3. Dimensionamento do Pilar Inferior

O dimensionamento do pilar inferior, seção em C, foi feito por tentativas. Primeiramente uma distribuição de armadura foi adotada e, de posse do esforço normal de dimensionamento, determinou-se qual o momento fletor máximo que poderia ser aplicado no pilar. De posse deste momento, foi feita uma comparação do mesmo com o momento fletor de dimensionamento efetivamente aplicado no pilar.

O comprimento de flambagem adotado para o pilar inferior foi de 6,35 m. Este comprimento de flambagem foi adotado considerando-se travamento, da extremidade superior do pilar, ao nível da cobertura.

Os esforços de dimensionamento, foram:

$$\text{NÓ INICIAL} \begin{cases} \cdot M_{33,d} = 0,19 \text{ kN.m} \\ \cdot M_{22,d} = 145,14 \text{ kN.m} \\ \cdot P_d = -228,86 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{NÓ FINAL} \begin{cases} \cdot M_{33,d} = -2,69 \text{ kN.m} \\ \cdot M_{22,d} = 26,72 \text{ kN.m} \\ \cdot P_d = -228,86 \text{ kN} \end{cases}$$

A distribuição de armaduras proposta, e verificada, foi:

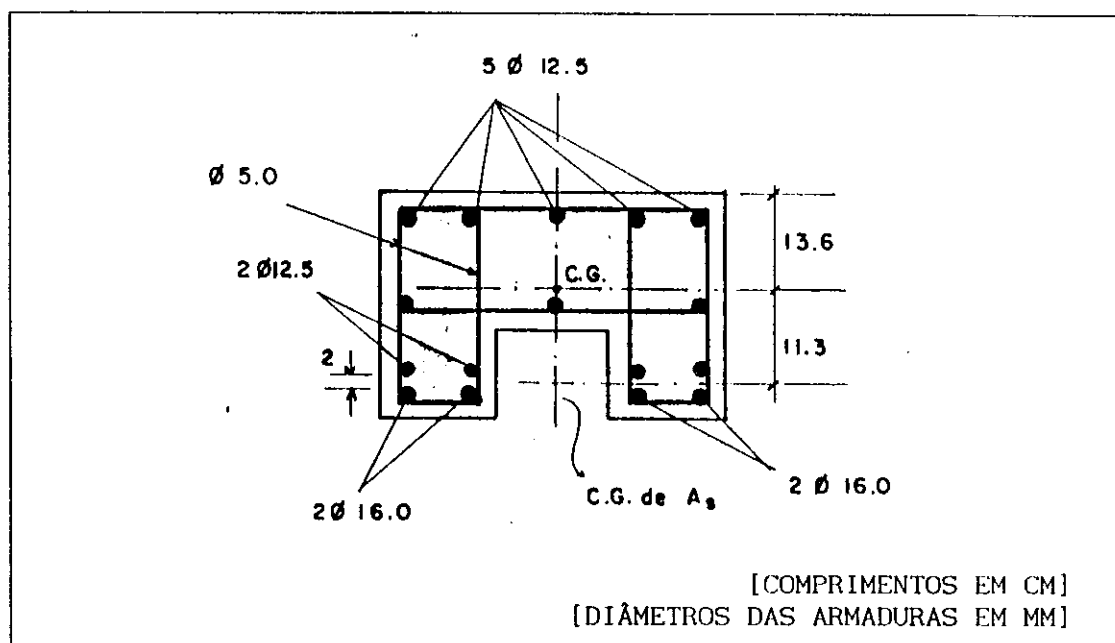


FIGURA 4.18

DISTRIBUIÇÃO DE ARMAÇÃO PROPOSTA PARA O PILAR INFERIOR

A armação transversal, construtiva, ficou em: $\phi 5.0 \text{ c/ } 15 \text{ cm}$

O funcionamento desta armação transversal como armadura de cisalhamento foi verificado, e considerado satisfatório, no anexo B.

4.6.5. DIMENSIONAMENTO DO CÁLICE DE FUNDAÇÃO

No dimensionamento do cálice, tomou-se os esforços combinados máximos que ocorrem na extremidade inferior do pilar; selecionando-se os seguintes esforços de cálculo:

$$\begin{cases} M_{33} = 39,38 \text{ kN.m} \\ V_{22} = -14,24 \text{ kN} \\ M_{22} = 48,37 \text{ kN.m} \\ V_{33} = -6,0 \text{ kN} \\ P = -65,52 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{33} = -0,19 \text{ kN.m} \\ V_{22} = -0,04 \text{ kN} \\ M_{22} = 145,13 \text{ kN.m} \\ V_{33} = -16,93 \text{ kN} \\ P = -108,79 \text{ kN} \end{cases}$$

Pelo anexo B deste trabalho, pode-se perceber que o primeiro grupo de esforços corresponde aos esforços combinados máximos (ação permanente mais ação de vento C) que ocorre no pilar de extremidade. Do mesmo modo, o segundo grupo de esforços ocorre no pilar interno do pórtico transversal sob ação permanente combinada com ação de vento B.

O dimensionamento do cálice de fundação consistiu, inicialmente em determinar-se a profundidade (L_{eng}) e a espessura da parede do pedestal (d_i) (figura 4.19).

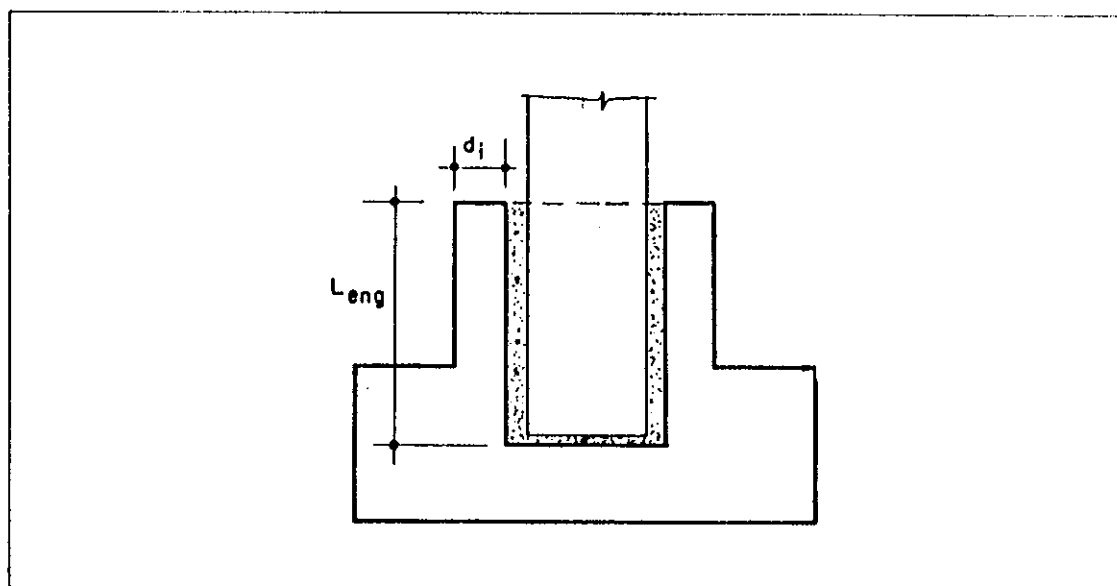


FIGURA 4.19
CÁLICE DE FUNDAÇÃO

A armação ilustrada na figura 4.20 foi obtida após a definição geométrica do cálice (figura 4.21) e do dimensionamento das paredes do pedestal como consolos [15].

O dimensionamento completo do cálice de fundação encontra-se no anexo B deste trabalho.

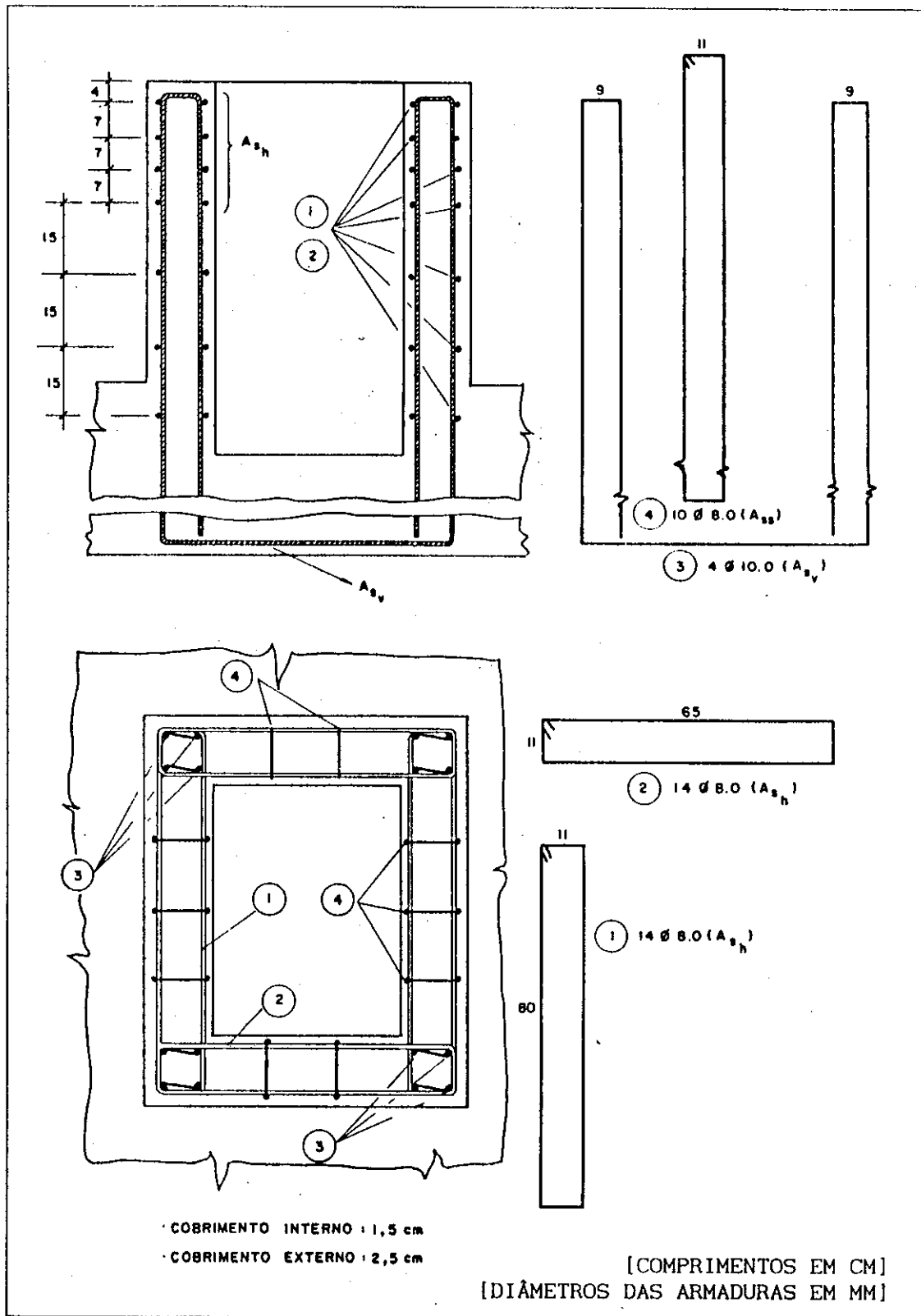


FIGURA 4.20
 DETALHAMENTO DA ARMAÇÃO DO CÁLICE DE FUNDAÇÃO

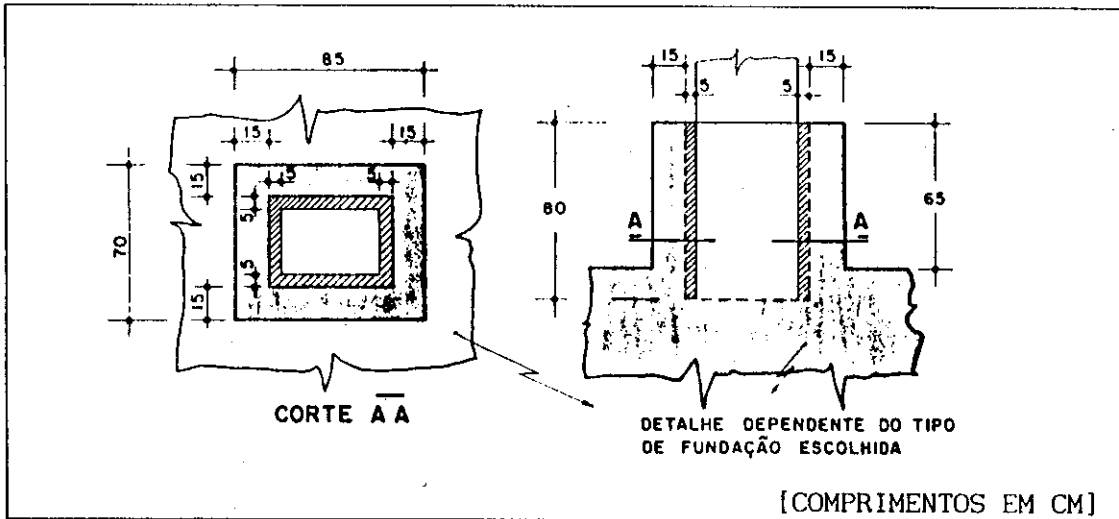


FIGURA 4.21
CÁLICE DE FUNDAÇÃO PARA O GALPÃO PROPOSTO

4.6.6. DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO VIERENDEL/VIGA DO SHED

O dimensionamento da ligação consistiu no dimensionamento do consolo da vierendel, do dente Gerber da viga do shed, da placa de neoprene sobre o consolo da vierendel e do pino de ligação da vierendel com a viga do shed (figura 4.22).

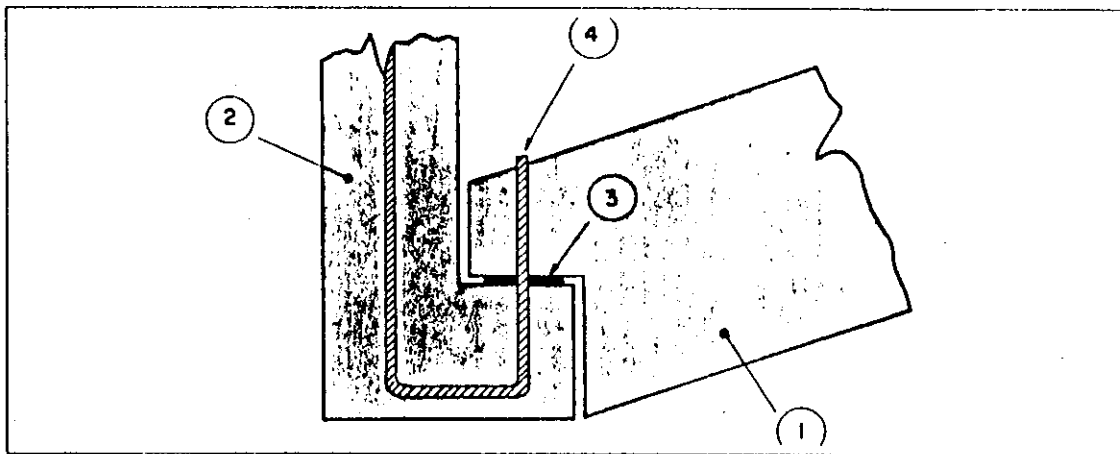


FIGURA 4.22
LIGAÇÃO VIERENDEL / VIGA DO SHED
1. VIGA DO SHED; 2. VIERENDEL; 3. PLACA DE NEOPRENE; 4. PINO DE LIGAÇÃO

Os esforços de dimensionamento da ligação foram eleitos entre os máximos esforços na viga do shed sob ações, combinadas, permanentes e devidas ao vento (figura 4.23).

Observar que a ligação dimensionada representa a ligação da extremidade inferior da viga do shed com a vierendel. As ligações da extremidade superior da viga do shed com a vierendel e da viga do shed

com os pilares serão similares a esta, também por intermédio de pinos de ligação.

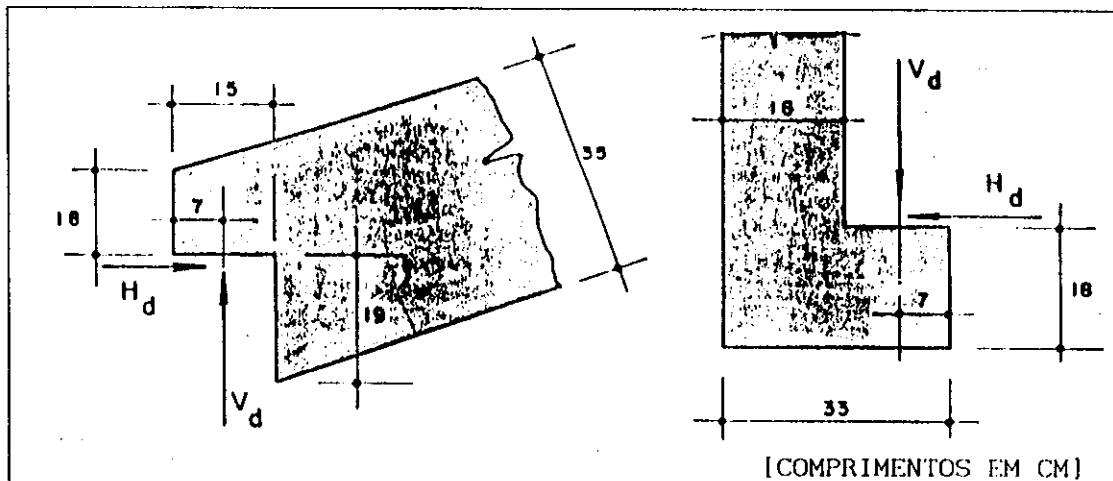


FIGURA 4.23
ESFORÇOS NO CONSOLO DA VIERENDEL E NO DENTE GERGER DA VIGA DO SHED

Neste caso (ver anexo B), os esforços máximos, resultantes da combinação das ações permanentes com as ações devidas ao vento E, foram os seguintes:

$$V_d = 35,49 \text{ kN} \quad H_d = 2,47 \text{ kN}$$

Sujeitos aos esforços anteriores, o consolo da vierendel, o dente Gerber da viga do shed, a placa de neoprene e o pino de ligação, foram dimensionados tomando-se por base Leonhardt [15] e a NBR 9062 [4]. O detalhamento da placa de neoprene e as armações do consolo da vierendel, do dente Gerber da viga do shed e do pino de ligação estão ilustrados nas figuras 4.24 a 4.27.

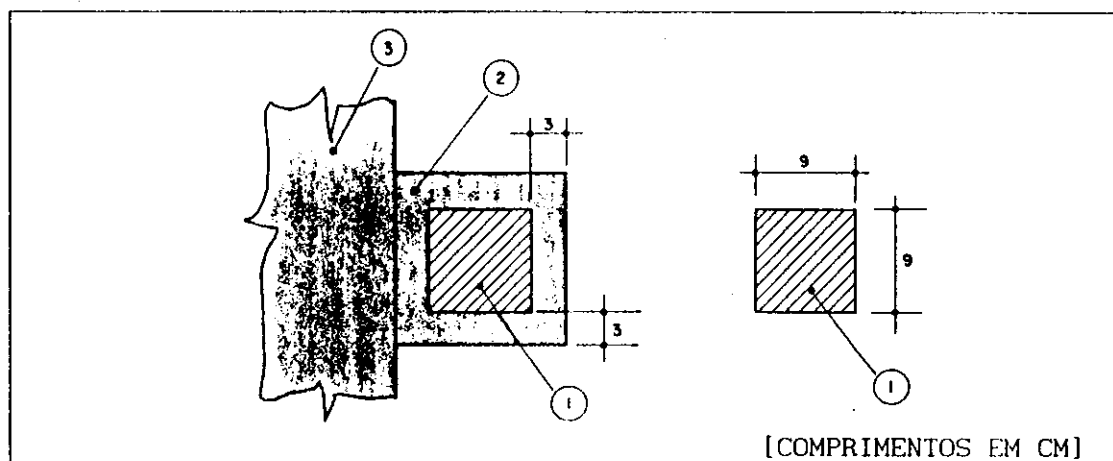


FIGURA 4.24
DIMENSÕES DA PLACA DE NEOPRENE DA LIGAÇÃO VIERENDEL / VIGA DO SHED

1. Placa, 2. Consolo da Vierendel, 3. Banzo Inferior da Vierendel

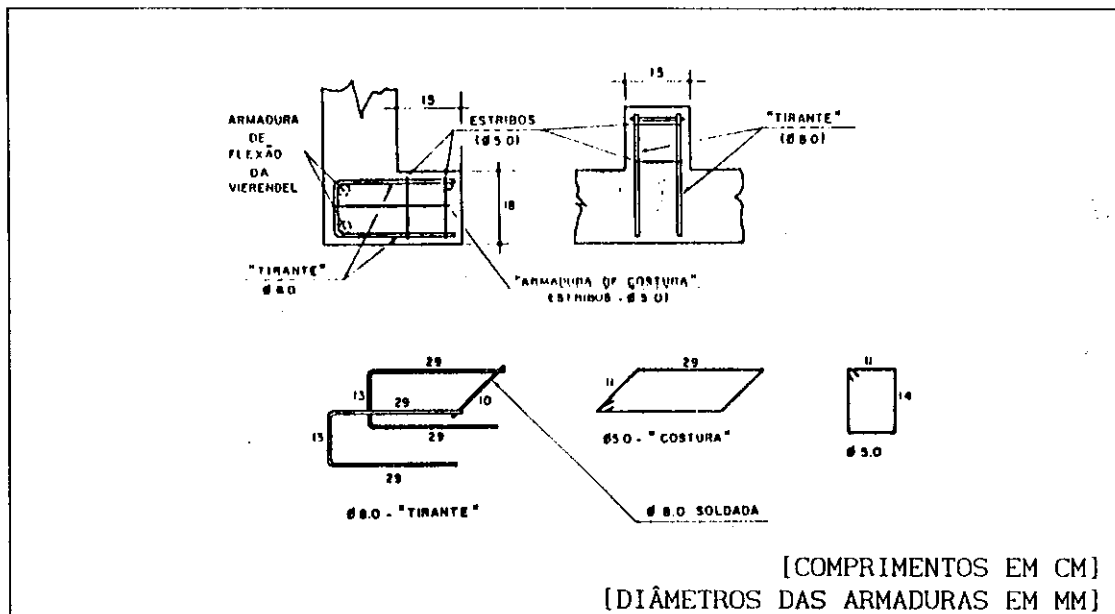


FIGURA 4.25
DETALHAMENTO DA ARMAÇÃO DO CONSOLO DA VIERENDEL

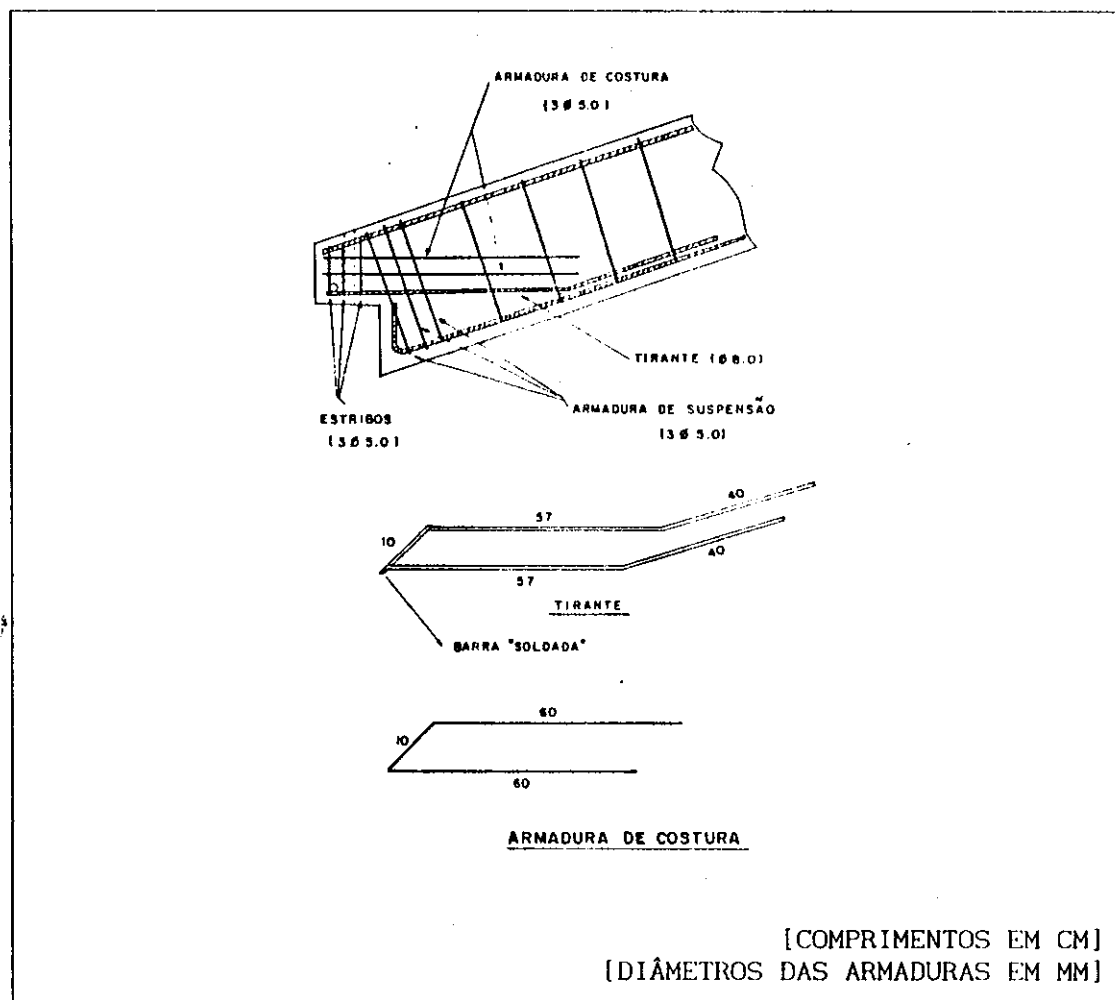


FIGURA 4.26
DETALHAMENTO DA ARMAÇÃO DO DENTE GERBER DA VIGA DO SHED

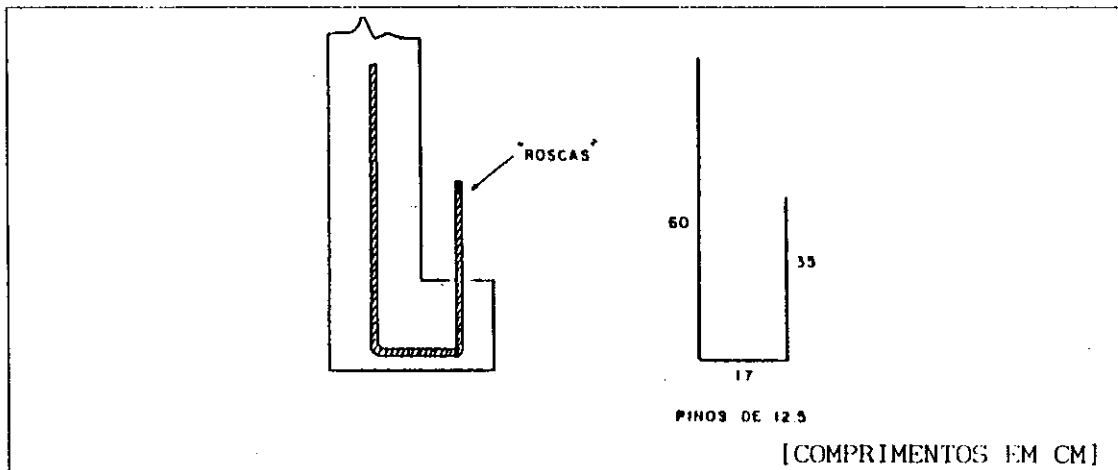


FIGURA 4.27
DETALHAMENTO DA ARMAÇÃO DO PINO DE LIGAÇÃO VIERENDEL/VIGA DO SHED

4.6.7. DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO PILAR/VIERENDEL

O dimensionamento da ligação pilar/vierendel consistiu no dimensionamento do consolo da vierendel, da placa de neoprene, do pino de ligação e de uma armadura de reforço, no topo do pilar, na região de apoio da vierendel (figura 4.28).

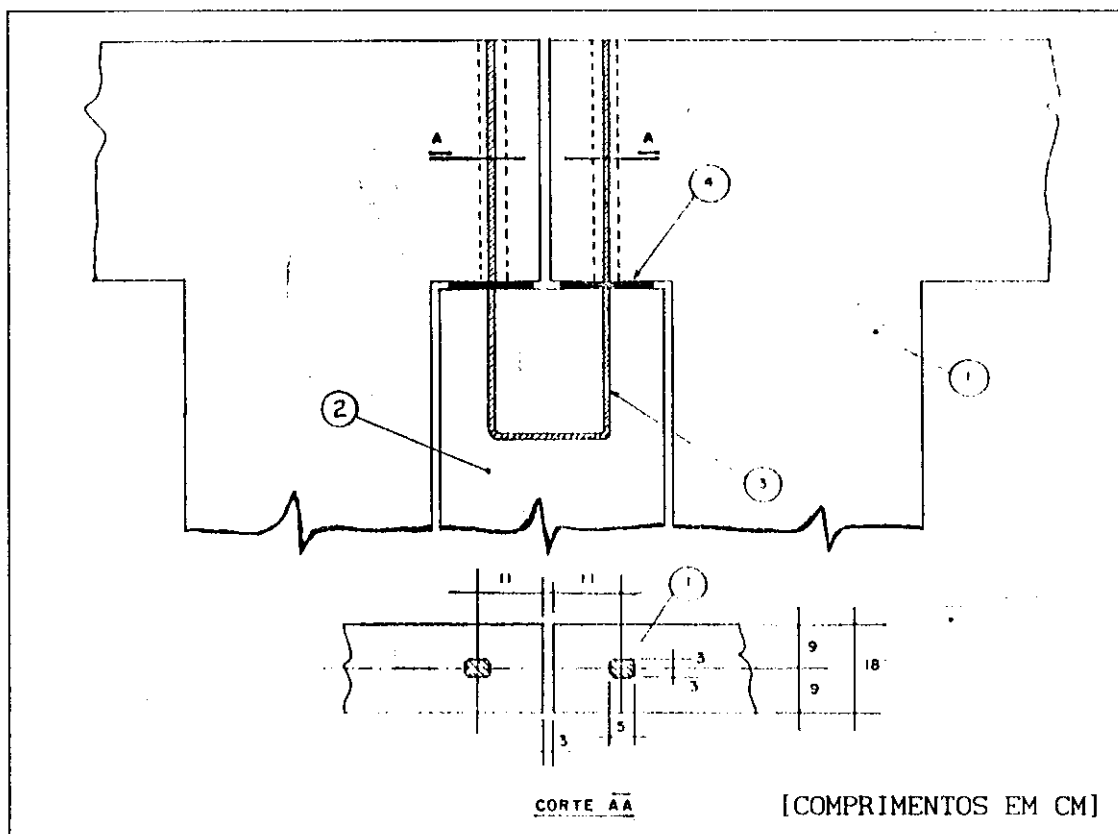


FIGURA 4.28
DETALHE DE LIGAÇÃO PILAR / VIERENDEL.
1.Vierendel, 2.Pilar, 3.Pino, 4.Placa de Neoprene

Os esforços de dimensionamento da ligação foram eleitos entre os máximos esforços que ocorrem na vierendel sob ações, combinadas, permanentes e devidas ao vento (figura 4.29). Neste caso (ver anexo B), os esforços máximos, resultantes da combinação das ações permanentes com as ações devidas ao vento E, foram os seguintes:

$$P = 2,76 \text{ kN}$$

$$V_{22} = -136,25 \text{ kN}$$

$$V_{33} = 2,69 \text{ kN}$$

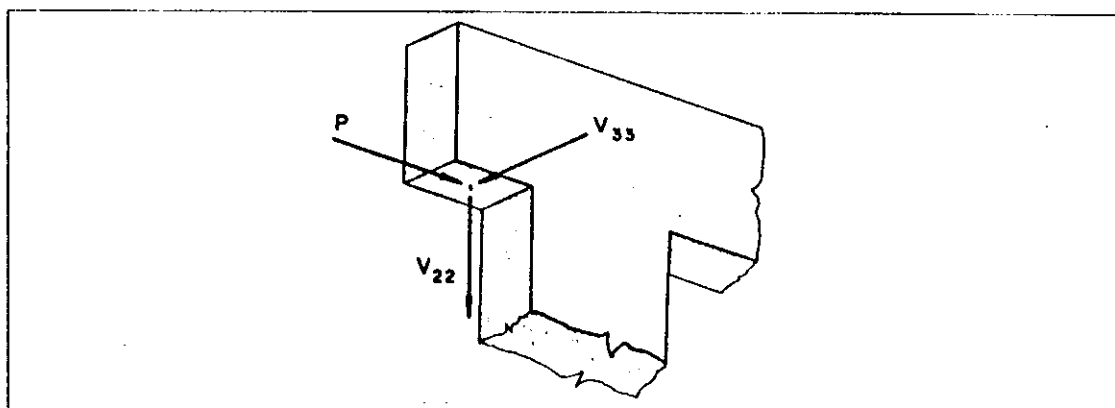


FIGURA 4.29
ESFORÇOS NO CONSOLO DA VIERENDEL

Sujeitos aos esforços anteriores, o consolo da vierendel, a placa de neoprene, o pino de ligação e a armadura de reforço no topo do pilar, foram dimensionados tomando-se por base Leonhardt [15] e a NBR 9062 [4]. O detalhamento da placa de neoprene, as armações do consolo da vierendel e do pino de ligação e a armadura de reforço no topo do pilar estão ilustrados nas figuras 4.30 a 4.33.

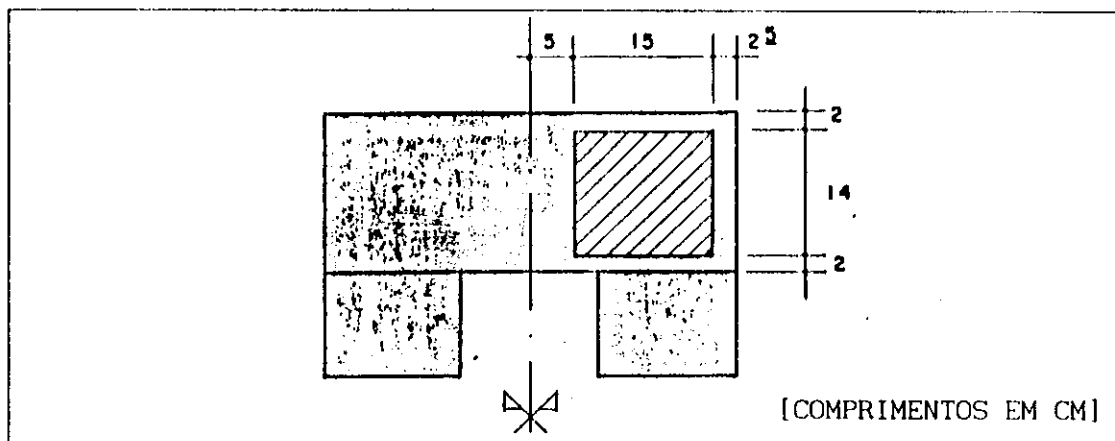


FIGURA 4.30
DIMENSÕES DA PLACA DE NEOPRENE NA LIGAÇÃO PILAR / VIERENDEL
1. Placa, 2. Pilar

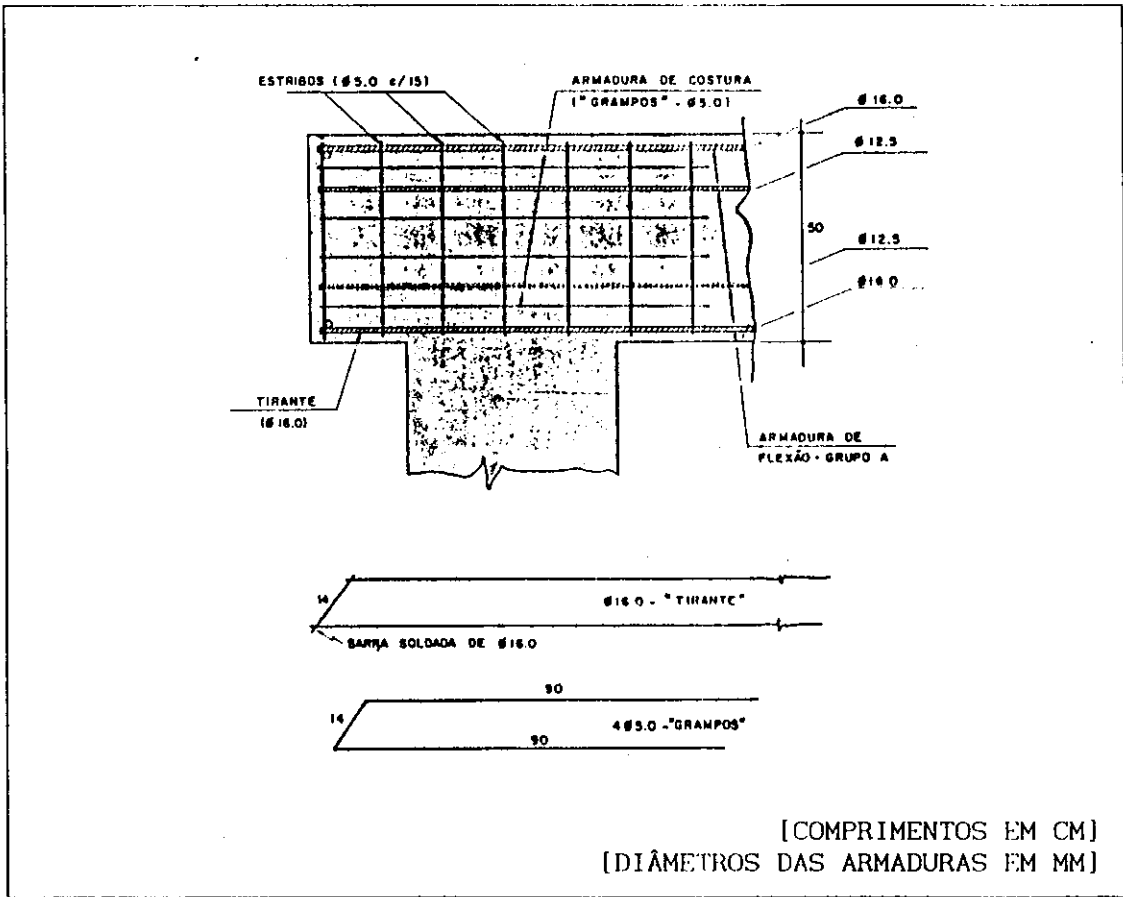


FIGURA 4.31
DETALHAMENTO DA ARMAÇÃO DO CONSOLO DA VIERENDEL

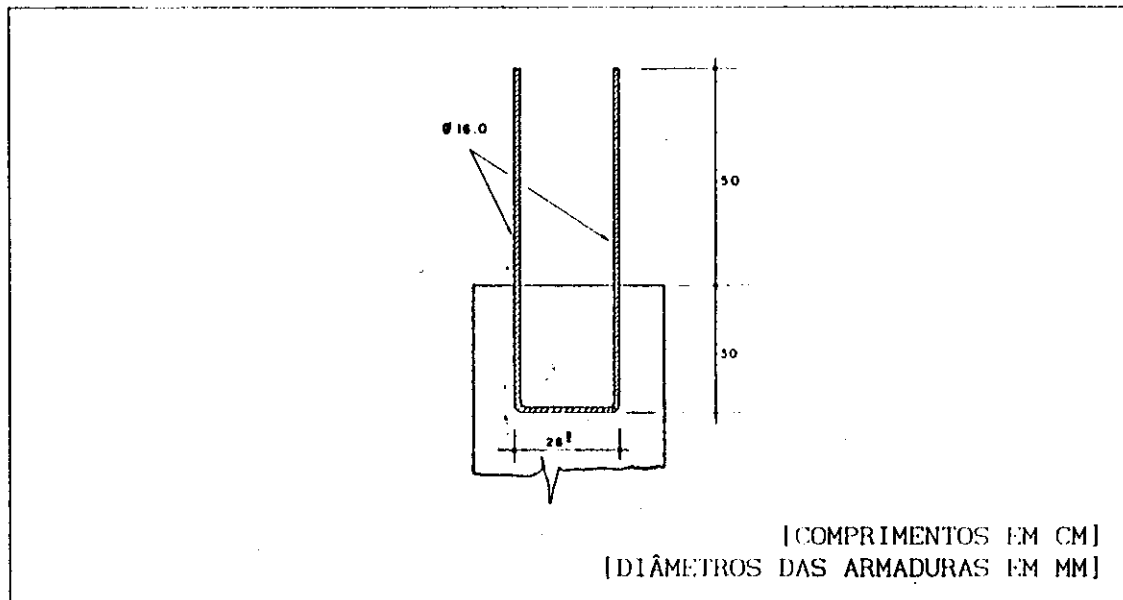


FIGURA 4.32
DETALHAMENTO DO PINO DE LIGAÇÃO DA VIERENDEL COM O PILAR

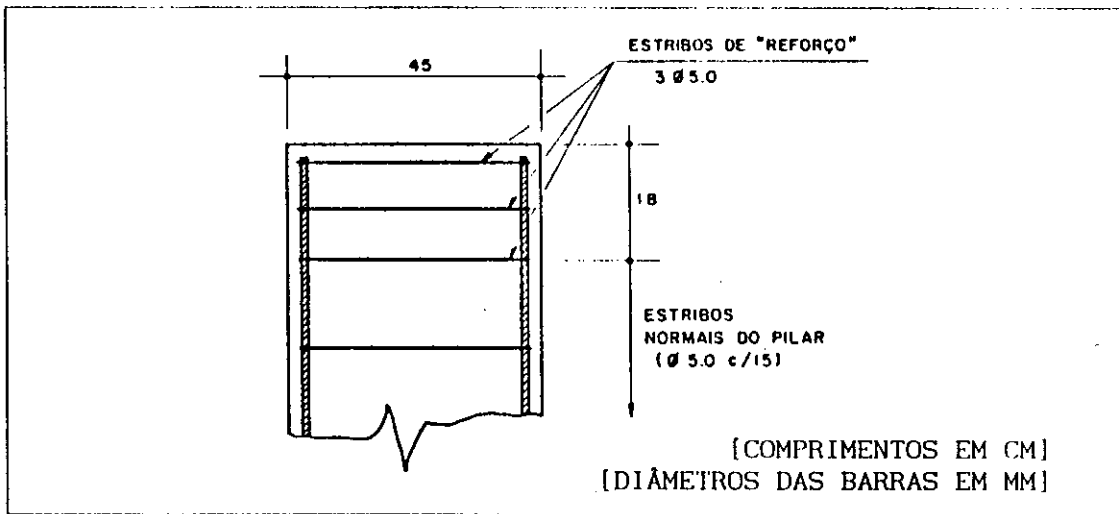


FIGURA 4.33
DETALHAMENTO DA ARMADURA DE REFORÇO NO TOPO DO PILAR

4.7. VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS QUANTO ÀS SOLICITAÇÕES DE ELEVAÇÃO

Feitas as propostas de elevação para os elementos pré-moldados no capítulo 3 (elevação de armazenagem e elevação de montagem), procedeu-se, então, a verificação dos mesmos quanto às solicitações de elevação.

Para esta verificação, foi suposta uma desforma, dos elementos pré-moldados, aos sete dias de idade, adotando-se, desde modo, na verificação dos elementos quanto às solicitações de elevação para armazenagem, uma resistência do concreto, segundo o CEB [10], equivalente a:

$$f_{c,7} = 0,65 f_{ck}$$

Na existência de propostas semelhantes de elevação, para armazenagem e montagem, é óbvio que o elemento foi verificado somente quanto às solicitações de elevação para armazenagem, pois, para este caso, a resistência do concreto corresponde a 65% da resistência durante a outra elevação.

A verificação procedeu-se segundo a NBR 9062 [4]. O carregamento, devido ao peso próprio do elemento, foi majorado por um coefi-

to às solicitações de elevação para armazenagem, pois, para este caso, a resistência do concreto corresponde a 65% da resistência durante a outra elevação.

A verificação procedeu-se segundo a NBR 9062 [4]. O carregamento, devido ao peso próprio do elemento, foi majorado por um coeficiente de ação dinâmica (β_a) e os esforços resultantes, deste carregamento majorado, comparados com os esforços de dimensionamento de cada elemento.

Os esforços de elevação, de todos os elementos pré-moldados, foram comparados com os esforços obtidos combinando-se as ações permanentes e as ações devidas ao vento, constatando-se que os últimos são bem maiores que os primeiros. Deste modo, nenhuma armação adicional foi necessária em virtude dos esforços de elevação dos elementos pré-moldados.

4.8. DIMENSIONAMENTO DO CABO E DAS ALÇAS DE ELEVAÇÃO

Nas respectivas propostas de elevação de cada elemento pré-moldado, ilustradas no capítulo 3, foram indicados as alças e os cabos escolhidos no levantamento (cabos 6x25 FILLER AF).

Obtidos os esforços de elevação, procedeu-se o dimensionamento dos cabos de levantamento segundo Catálogo CIMAF [9] (tabela 4.3).

ELEMENTO	ELEVAÇÃO	CABO	CARGA [kN]	DIÂMETRO [MM]
VIERENDEL	COL. VERT.	SUPER CABO C8	14,30	12,5
VIERENDEL	MONTAG/ARMAZ	SUPER CABO C8	28,50	16,0
PILAR	ARMAZENAGEM	SUPER CABO C5	17,30	12,5
PILAR	MONTAGEM	SUPER CABO C3	24,4	16,0
VIGA DO SHED	ARMAZENAGEM	SUPER CABO C5	7,5	8,0
VIGA DO SHED	MONTAGEM	SUPER CABO C8	9,4	10,0

TABELA 4.3
DIMENSIONAMENTO DOS CABOS DE ELEVAÇÃO

Obtidos os respectivos esforços nas alças de levantamento, dimensionou-se as mesmas como sugerido no PCI [20] (tabela 4.2).

Vale observar que no meio prático, procura-se o emprego do menor número de cabos, aproveitando-se um mesmo cabo para várias elevações.

ELEMENTO	INCLINAÇÃO DA ALÇA [°]	CARGA [kN]	DIÂMETRO [mm]	ANCORAGEM [cm]
VIGA DO SHED	45°	7,50	10,0	30,0
PILAR	45°	12,40	10,0	30,0

TABELA 4.4
DIMENSIONAMENTO DAS ALÇAS DE ELEVAÇÃO

O dimensionamento das alças de elevação, segundo procedimento da NBR 9062 [4], foi executado, com intuito informativo, para a viga do shed, conforme ilustra a figura 4.34.

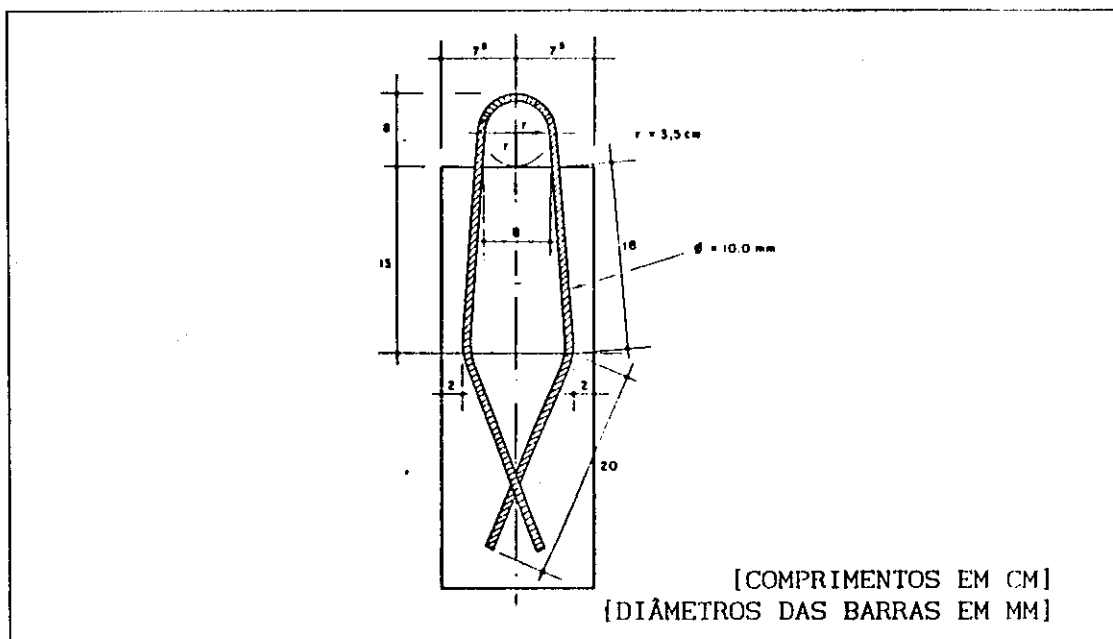


FIGURA 4.34
DETALHAMENTO DAS ALÇAS DE LEVANTAMENTO PARA A VIGA DO SHED

4.9. DETALHAMENTO DA ARMAÇÃO DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS

Dimensionados e verificados quanto aos esforços de elevação e montagem, apresenta-se nas figuras 4.35 a 4.38 as armações dos elementos pré-moldados do galpão.

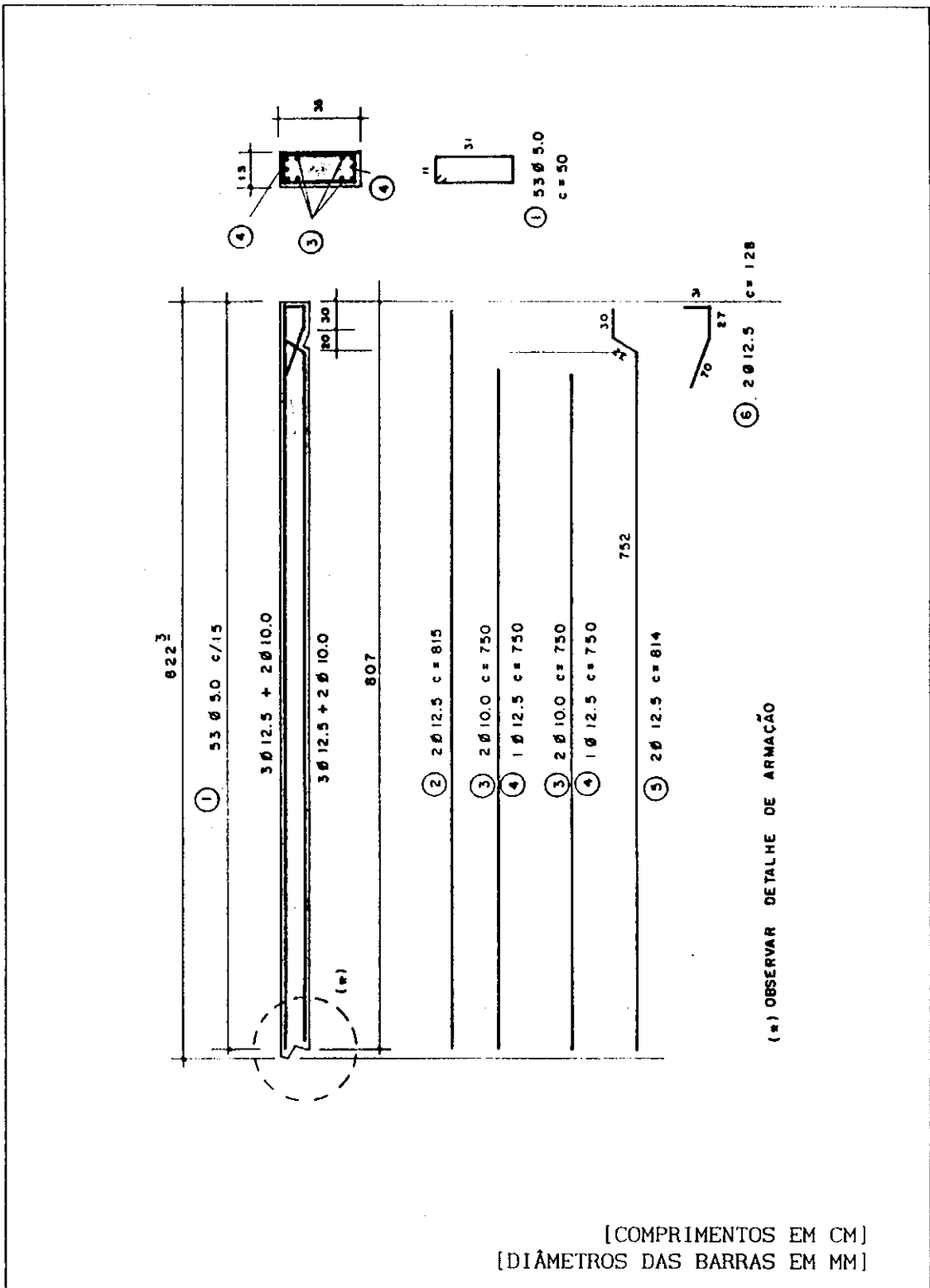


FIGURA 4.35
DETALHAMENTO DA ARMAÇÃO DA VIGA DO SHED

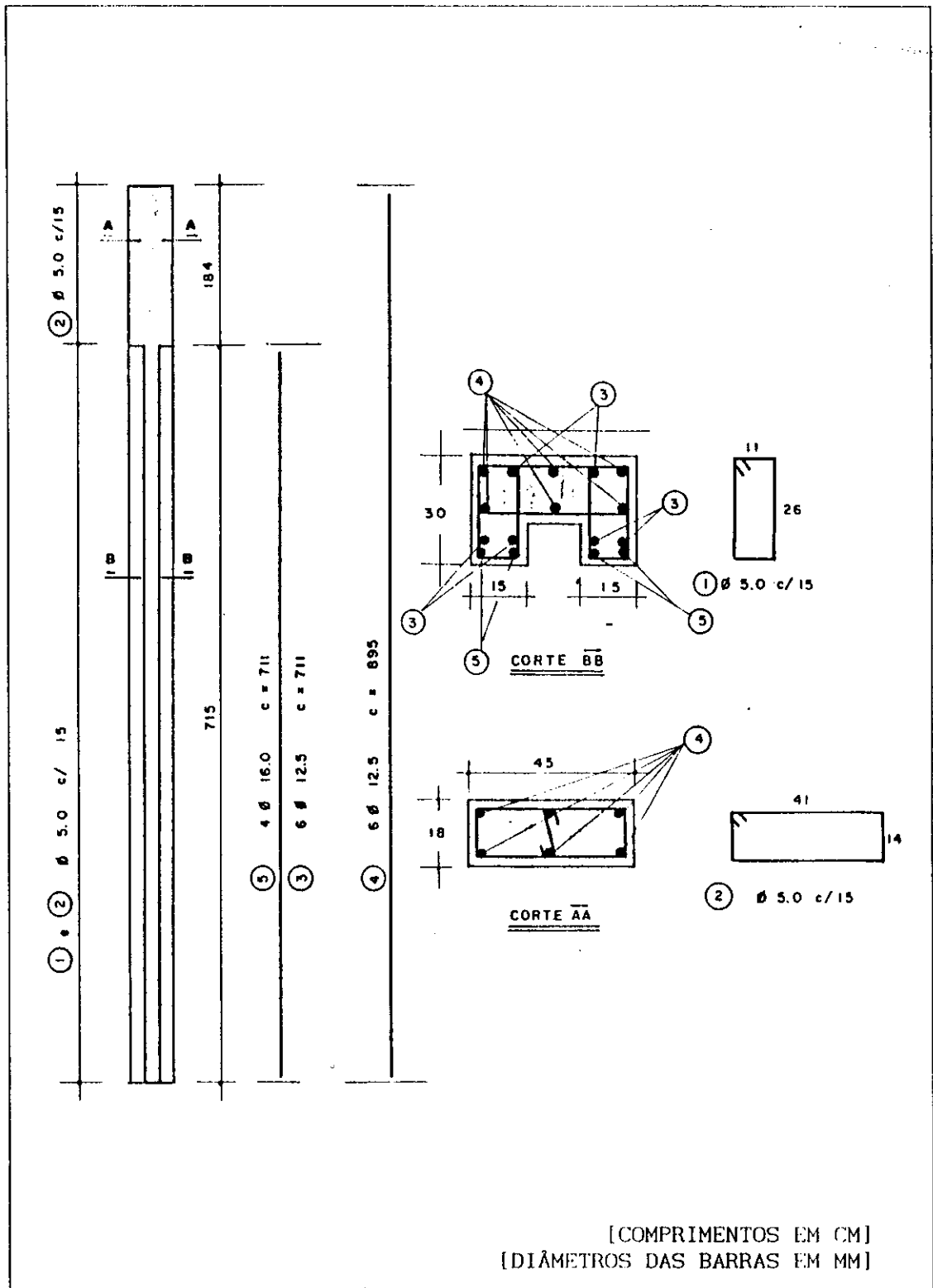


FIGURA 4.36
DETALHAMENTO DA ARMAÇÃO DO PILAR

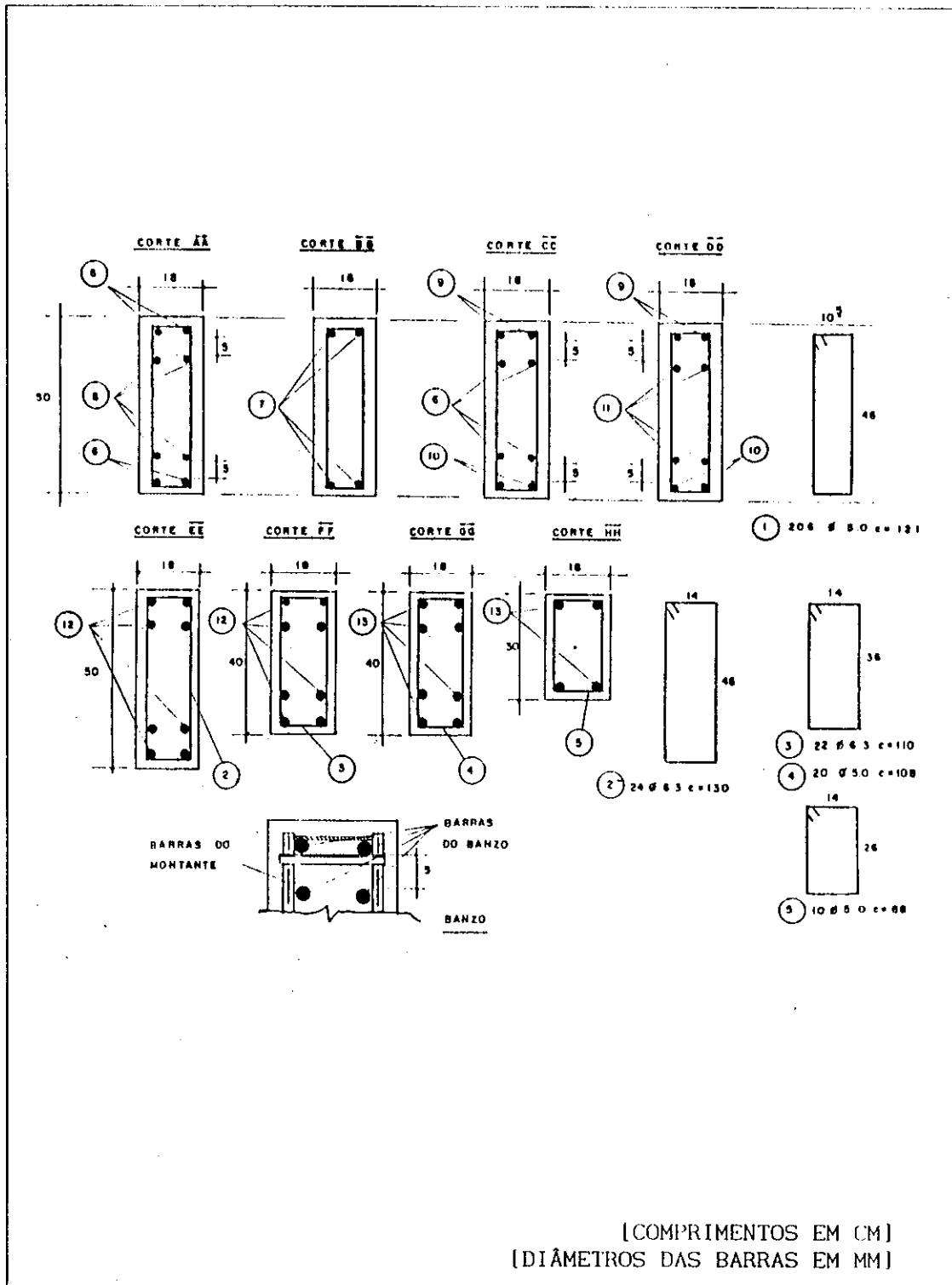


FIGURA 4.38
DETALHAMENTO DA ARMAÇÃO DA VIERENDEL.

4.10. ÍNDICES CONSTRUTIVOS

Visando comparações futuras com outros trabalhos similares, apresenta-se agora alguns índices construtivos obtidos para o galpão pré-moldado proposto, com as seguintes características:

DIMENSÕES EM PLANTA	: 30 X 30 m ²
VÃO DO PÓRTICO TRANSVERSAL	: 15,0 m
DISTÂNCIA ENTRE PÓRTICOS	: 7,5 m
CONCRETO	: $f_{ck} = 25$ MPa
AÇO	: CA 50 B

4.10.1. ÍNDICES GERAIS

Volume de Concreto:	60,86 m ³
Peso de Aço:	107,05 kN
$\frac{\text{Volume de Concreto}}{\text{m}^2 \text{ de construção}}$	$\frac{60,86}{900,00} = 0,0676 \text{ m}$
$\frac{\text{Peso de Aço}}{\text{m}^2 \text{ de construção}}$	$\frac{107,05}{900,0} = 0,119 \text{ kN/m}^2$
$\frac{\text{Peso de Aço}}{\text{Volume de Concreto}}$	$\frac{107,05}{60,86} = 1,76 \text{ kN/m}^3$

4.10.2. ÍNDICES ESPECÍFICOS PARA CADA ELEMENTO

4.10.2.1. Viga do Shed

Número de Vigas:	28
Volume de Concreto de cada viga:	0,424 m ³
Volume de Concreto para o total das vigas:	11,86 m ³
Peso de Aço para cada viga:	0,70 kN
Peso de Aço para o total das vigas:	19,60 kN
$\frac{\text{Volume de Concreto Total das Vigas}}{\text{m}^2 \text{ de construção}}$	0,0132 m
$\frac{\text{Peso de Aço do Total das Vigas}}{\text{m}^2 \text{ de construção}}$	0,022 kN/m ²
$\frac{\text{Peso de Aço da Viga}}{\text{Vol. de Concreto da Viga}}$	1,66 kN/m ³

4.10.2.2. Viga Vierendel

Número de Vigas:	10
Volume de Concreto de cada viga:	3,437 m ³
Volume de Concreto para o total das vigas:	34,37 m ³
Peso de Aço para cada viga:	6,27 kN
Peso de Aço para o total das vigas:	62,70 kN
<u>Volume de Concreto Total das Vigas :</u> m ² de construção	0,0382 m
<u>Peso de Aço do Total das Vigas :</u> m ² de construção	0,069 kN/m ²
<u>Peso de Aço da Viga :</u> Vol. de Concreto da Viga	1,82 kN/m ³

4.10.2.3. Pilar

Número de Pilares:	15
Volume de Concreto de cada pilar:	0,975 m ³
Volume de Concreto para o total dos pilares:	14,63 m ³
Peso de Aço para cada pilar:	1,65 kN
Peso de Aço para o total dos pilares:	24,75 kN
<u>Volume de Concreto Total dos Pilares :</u> m ² de construção	0,0163 m
<u>Peso de Aço do Total dos Pilares :</u> m ² de construção	0,0275 kN/m ²
<u>Peso de Aço do Pilar :</u> Vol. de Concreto do Pilar	1,69 kN/m ³

4.10.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na falta de trabalhos semelhantes, que porventura ofereceriam resultados para comparação, a análise dos resultados teve por base os índices indicados em Mokk [16], e transcritos no capítulo 2 deste trabalho, que são os seguintes:

-Fábrica Shunt em Gyonyos - Hungria (fig. 2.13)

. Pórticos inteiros, com 19,55 m de vão, com distância entre pórticos de 9,0 m.

$$\frac{\text{Volume de Concreto Total dos Pórticos}}{\text{m}^2 \text{ de construção}} = 0,0382 \text{ m}$$

$$\frac{\text{Peso de Aço do Total dos Pórticos}}{\text{m}^2 \text{ de construção}} = 0,11 \text{ kN/m}^2$$

-Edifício Industrial em Budapest - Hungria (fig. 2.17)

. Pórticos formados por elementos retos apórticados, com 21,70 de vão com distância entre pórticos de 9,0 m.

$$\frac{\text{Volume de Concreto Total dos Pórticos}}{\text{m}^2 \text{ de construção}} = 0,0776 \text{ m}$$

$$\frac{\text{Peso de Aço do Total dos Pórticos}}{\text{m}^2 \text{ de construção}} = 0,17 \text{ kN/m}^2$$

-Edificação para Central de Energia - Hungria (fig. 2.21)

. Pórticos formado por elementos treliçados com 27,30 m e 28,10 m de vão com distância entre pórticos de 11,20 m. Os pilares são elementos treliçados tipo vierendel e as vigas elementos em treliça de banzos paralelos.

$$\frac{\text{Peso de Aço do Total dos Pilares}}{\text{Volume de Concreto dos Pilares}} = 1,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\frac{\text{Peso de Aço do Total das Vigas}}{\text{Volume de Concreto das Vigas}} = 3,25 \text{ kN/m}^3$$

Apesar dos índices apresentados não fornecerem grande base de comparação, já que existe diferença de vãos e até do sistema construtivo, percebe-se que os mesmos não diferem muito dos obtidos neste trabalho.

CAPÍTULO 5

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A coordenação entre as diferentes fases de execução de um galpão pré-moldado em concreto foi claramente demonstrada neste trabalho. Da concepção à montagem, passando pela fabricação e elevação, cada elemento integrante da estrutura do galpão teve todas estas diferentes fases de projeto ordenadamente discriminadas.

Para os elementos pré-moldados do galpão, foram indicadas as distintas opções para a fabricação, elevação e montagem e, a seguir, escolhida a mais conveniente para o exemplo construtivo em questão.

Cada fase, assim discriminada, constitui-se em valiosa fonte de consulta aos iniciantes no projeto de estruturas pré-moldadas. Para tanto, basta analisar-se o processo de escolha, no trabalho, da máquina e dos equipamentos de elevação mais convenientes para o exemplo construtivo proposto, onde, antes desta escolha, são indicadas as melhores situações de emprego de cada máquina e/ou equipamento.

Deve-se observar também que cada fase, assim colocada, dá ao trabalho uma abrangência bem mais ampla do que a alcançada por um simples exemplo de aplicação da pré-moldagem em galpões com coberturas em dente de serra.

O dimensionamento apurado de cada elemento estrutural do exemplo construtivo proposto, também servirá como material de consulta para o dimensionamento de estruturas especiais em concreto, como consolos, dentes Gerber, pinos de ligação, cálices de fundação, etc.

A armação de cada elemento estrutural foi minuciosamente detalhada, propiciando-se então, a obtenção precisa de índices construtivos, como volume de concreto e peso de aço utilizados em cada elemento pré-moldado. Índices estes que possibilitarão comparações futuras com outros obtidos em trabalhos semelhantes, que certamente virão.

Também deve ser ressaltado o caráter didático deste trabalho, atentando-se para o fato de que a aplicação construtiva do galpão proposto no exemplo implica no dimensionamento e mesmo a concepção preliminar de alguns elementos integrantes do galpão - painéis de vedação, vigas de fundação, etc. A verificação apurada da estabilidade da vierendeel e o incremento de uma ponte rolante também devem ser estudados antes da aplicação construtiva do galpão exemplo.

Por fim, tem-se a convicção de que, além de base de consulta aos iniciantes no projeto de estruturas pré-moldadas em concreto e no dimensionamento de algumas estruturas especiais em concreto, o presente trabalho também funcionará como incentivo à aplicação do sistema pré-moldado com coberturas em dente de serra. Sistema este que, quando bem orientada a edificação, aproveita muito bem a iluminação natural no interior dos galpões, proporcionando grande economia de energia elétrica, produto cada vez mais escasso e caro em nosso País.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Nestas referências também estão incluídas as referências bibliográficas dos Anexos A e B.

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - Procedimento para Projetos e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 1978.
- [02] ————. NBR 6123- Procedimento para Determinação das Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro.
- [03] ————. NBR 8681- Procedimento para Consideração das Ações e Segurança nas Estruturas. Rio de Janeiro, 1984.
- [04] ————. NBR 9062 - Procedimento para Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado. Rio de Janeiro.
- [05] AZZI PITTA, J. A. Acções Devidas ao Vento em Edifícios de Andares Múltiplos, Edifícios com Coberturas do Tipo Shed e do Tipo Duas Águas com Lanternim. São Carlos : Publicação Interna da EESC -USP, 1988. Dissertação de Mestrado orientada pelo Prof. Dr. Eddie Mancini.

- [06] BOLETIM ETERNIT. Ação do Vento nas Edificações. São Paulo, Outubro, 1979. Boletim Informativo de Distribuição Externa.
- [07] BURKE, J.U. Consolos Curtos. São Paulo : Publicação FDTE/EPUSP, 1979. Notas de Aula do Curso Elementos Estruturais Especiais de Concreto Armado.
- [08] CARVALHO, B. de A. Técnica da Orientação dos Edifícios. Rio de Janeiro : Editora Ao Livro Técnico S.A., 1970.
- [09] CATÁLOGO CIMAF - Superlaços - Laços e Acessórios. São Paulo : Publicação Interna da CIMAF, 1985. Catálogo Informativo de Distribuição Externa.
- [10] Comité Euro-International du Béton - CODE MODELE CEB. F.I.P por les Structures en Béton. 1978. Bulletin d'Information n.124/125 - F.
- [11] DEPARTMENT OF LABOUR AND NATIONAL SERVICE - INDUSTRIAL SERVICE DIVISION. Natural Lighting of Buildings. Austrália, 1963.
- [12] KONCZ, T. Manual de La Construcción Pré-Fabricada. Madrid, Espanha : Ediciones Blume, 1978. 3v.
- [13] KONCZ, T. Handbuch der Fertigteil - Bauweise. Berlin, Alemanha : Bauverlag GMBH, 1966. 3v.
- [14] LEONHARDT, F., MONNIG, E. Construções de Concreto. 1.ed. Rio de Janeiro : Editora Interciência Ltda, 1978. 6v. V.2 : Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado.
- [15] ————— . ————— . 1.ed. Rio de Janeiro : Editora Interciência Ltda, 1978. 6v. V.3 : Princípios Básicos Sobre a Armação de Estruturas de Concreto Armado.
- [16] MOKK, L. Construções com Materiales Pré-Fabricados de Hormigon Armado. Bilbao, Espanha : Ediciones Urmo, 1969

- [17] MONTOYA, P. J., MESENER, A. G. E., MORAN CABRÉ, F. Hormigon Armado. 7.ed. Barcelona, Espanha : Gustavo Gilli S.A., 1973.
- [18] NOGUEIRA da SILVA, R.S. Iluminação Natural e Artificial. Campinas : Edição Interna FAU/PUCC, 1979.
- [19] ORDÓÑEZ, J.A.F. ET ALII. Prefabricacion - Teoria e Practica. Barcelona, Espanha : Ediciones Tecnicas Associados, 1974.
- [20] PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. Recommended Practice for Erection of Precast Concrete. USA, 1985.
- [21] SANTOS, L.M. Cálculo Plástico de Lajes Contínuas de Edifícios de Concreto Armado. São Paulo : Publicação EPUSP, 1989. Trabalho Apresentado no Primeiro Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto.
- [22] SCHULTE, H., YAGUI, T. Estruturas de Aço - Elementos Básicos. São Carlos : Edição Interna da EESC - USP. 1981.
- [23] VENTURINI, W.S. Dimensionamento de Peças Retangulares de Concreto Armado Solicitadas à Flexão Reta. São Carlos: Publicação Interna EESC-USP, 1987.
- [24] WILSON, E.L., HABIBULLAH, A. SAP90 - Sample Example and Verification Manual. Berkeley, California : Computers and Structures Inc, 1988.
- [25] WILSON, E.L., HABIBULLAH, A. SAP90 - Structural Analysis Dynamic Finite Element Analysis of Structures - Users Manual. Berkeley, California : Computers and Structures Inc, 1988.
- [26] WILSON, E.L., HABIBULLAH, A. SAPLOT - An Interactive Undeformed and Deformed Geometry Plotting Postprocessor for SAP90. Berkeley, California : Computers and Structures Inc, 1988.
- [27] ZIGNOLI, V. Construcciones Metalicas. Madrid, Espanha : Editorial Dossat S.A., 1978.

CONTEÚDO DO ANEXO A

A.	ILUMINAÇÃO NATURAL E ORIENTAÇÃO DOS GALPÕES TIPO SHED -----	A. 1
A. 1.	ILUMINAÇÃO NATURAL -----	A. 1
A. 1. 1.	Introdução -----	A. 1
A. 1. 2.	Intensidade de Iluminação -----	A. 1
A. 1. 3.	Uniformidade de Iluminação -----	A. 2
A. 1. 4.	Diagramas Auxiliares no Projeto de Iluminação Natural nos Galpões -----	A. 3
A. 1. 4. 1.	Considerações Iniciais -----	A. 3
A. 1. 4. 2.	Tipos de Edificações -----	A. 4
A. 1. 4. 3.	Pontos, no Interior dos Galpões, Considerados no Feitio dos Diagramas ---	A. 5
A. 1. 4. 4.	Obstruções Externas -----	A. 5
A. 1. 4. 5.	Uniformidade de Iluminação nas Edificações Tipo Shed -----	A. 6
A. 1. 4. 6.	Fator de Iluminação Natural -----	A. 7
A. 1. 4. 7.	Valores de Referência na Iluminação Externa -----	A. 7
A. 1. 4. 8.	Valores em Serviço Recomendados para o Fator de Iluminação Natural -----	A. 8
A. 1. 4. 9.	Condições de Serviço (S_1) -----	A. 9
A. 1. 4. 10.	Diagramas Auxiliares no Projeto de Iluminação Natural em Galpões Shed ----	A. 11
A. 2.	ORIENTAÇÃO DA EDIFICAÇÃO -----	A. 15

ANEXO A

A. ILUMINAÇÃO NATURAL E ORIENTAÇÃO DOS GALPÕES TIPO SHED

A.1. ILUMINAÇÃO NATURAL

A.1.1. INTRODUÇÃO

A iluminação interior nos galpões provém da iluminação natural e da artificial.

O Brasil, sendo um país tropical, é provido de grande intensidade de iluminação natural durante quase todo o período de trabalho diário e anual. Nada mais lógico então, do que o aproveitamento racional desta iluminação na concepção estrutural das edificações. Proporcionando assim, uma grande economia de energia elétrica (produto escasso e caro).

O problema da iluminação natural nos galpões, sem dúvida alguma, é um fator que tem influenciado muito sua concepção arquitetônica. Formas especiais foram criadas pensando especificamente no problema da iluminação natural - as edificações "tipo shed" são um exemplo claro disto.

A.1.2. INTENSIDADE DE ILUMINAÇÃO

De acordo com a norma DIN 5035, a intensidade de iluminação

requerida, em relação à atividade que se realiza é dada pela *tabela A.1.*

Na medida em que são reduzidos estes valores; o "mal estar" do trabalhador se torna maior. Como consequência, produz-se uma diminuição no rendimento e eficácia de seu trabalho.

É óbvio que esta intensidade de iluminação (requerida no interior das edificações e dependente da atividade desenvolvida), pode ser obtida através de iluminação artificial e/ou natural, no entanto, convém observar que o aproveitamento racional máximo da iluminação natural sempre deve ser levado em consideração no projeto de iluminação interior de qualquer edificação.

GRAU	LUX	TIPO DE TRABALHO
1	30	SUFICIENTE PARA ORIENTAR-SE
2	60	SUFICIENTE PARA ORIENTAR-SE
3	120	ATIVIDADES C/ POUCA ACUIDADE VISUAL
4	250	AT. POUCA ACUIDADE /GRDES CONTRASTES
5	500	ATIVIDADES NORMAIS
6	750	ATIVID. NORMAIS COM DETALHES MÉDIOS
7	1.000	ATIV. QUE EXIGEM GRANDE ACUIDADE
8	1.500	AT. GRANDE ACUIDADE /DETALHES PEQ.
9	2.000	AT. GRANDE ACUIDADE/ CONTÍNUAS
10	3.000	AT. GRDE ACUID./CONTÍN./DETALHES PEQ.
11	5.000	ATIVIDADES ESPECIAIS
12	10.000	ILUMINAÇÃO A CÉU ABERTO

TABELA A.1 [12]

INTENSIDADE DE ILUMINAÇÃO EM FUNÇÃO DO TIPO DE TRABALHO REALIZADO

A.1.3. UNIFORMIDADE DE ILUMINAÇÃO

Não é unicamente a intensidade de iluminação o fator decisivo para uma iluminação eficaz, a *uniformidade de iluminação* pesa, em muito, nesta eficácia.

Resgatada a importância da iluminação natural e de sua uniformidade nas edificações, indica-se, na *tabela A.2*, a comparação entre alguns sistemas construtivos típicos para galpões com relação à uniformidade de iluminação natural proporcionada por cada um deles.

ILUMINAÇÃO NATURAL	TIPO DE GALPÃO		ILUMINAÇÃO NATURAL	TIPO DE GALPÃO	
RUIM			BOA		
RUIM			ÓTIMA		
DISCRETO			BOA		
DISCRETO			BOA		
BOA			BOA		
BOA			BOA		
BOA			BOA		

TABELA A.2 [27]

UNIFORMIDADE DE ILUMINAÇÃO EM ALGUM SISTEMAS CONSTRUTIVOS PARA GALPÕES

A.1.4. DIAGRAMAS AUXILIARES NO PROJETO DE ILUMINAÇÃO NATURAL

A.1.4.1. Considerações Iniciais

Neste trabalho são apresentados uma série de diagramas auxiliares no projeto de iluminação natural, preparados pelo "Department of Labour and National Service - Industrial Service Division" da Austrália [11].

Estes diagramas foram preparados para auxiliar na determinação rápida, e sem cálculos trabalhosos, das dimensões das áreas de iluminação ("glass areas"), necessárias para produzir um nível requerido de iluminação natural no interior das edificações.

Foram obtidos tomando-se por base modernos métodos de cálculo da iluminação natural que, por sua vez, levam em consideração:

- luz proveniente do "céu" (diretamente)
- luz proveniente da reflexão de superfícies externas
- luz proveniente da reflexão de superfícies internas

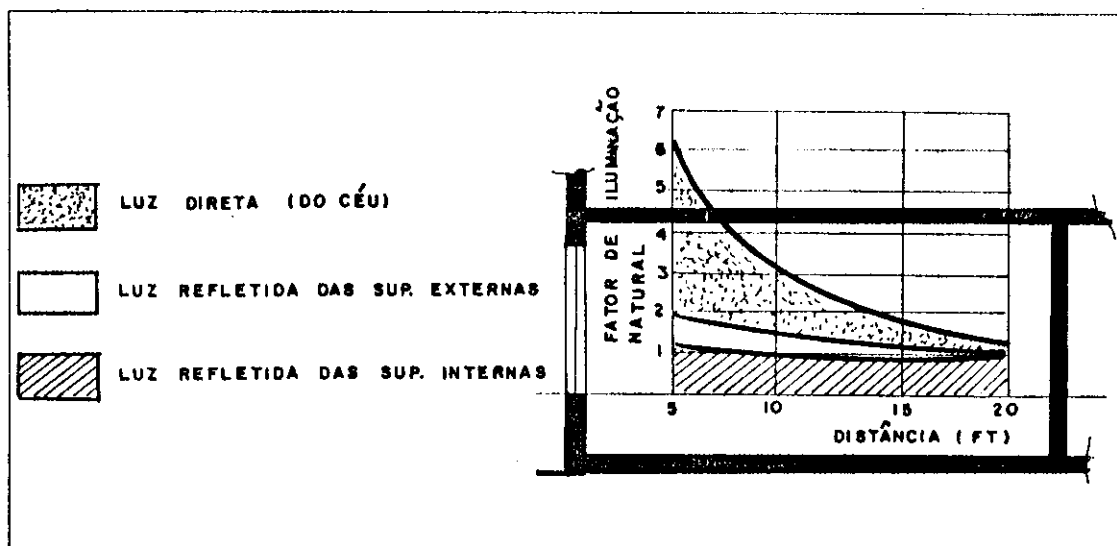


FIGURA A.1 [11]

COMPONENTES DA ILUMINAÇÃO NATURAL NO INTERIOR DAS EDIFICAÇÕES

OBS:

Os diagramas apresentados não fazem distinção entre os três componentes da iluminação natural total no interior das edificações. Os resultados obtidos para os três componentes são adicionados e apresentados em um único diagrama representativo da iluminação natural total.

A.1.4.2. Tipos de Edificações

Os diagramas para o projeto de iluminação natural apresentados em [11] são aplicados às edificações típicas nas seguintes categorias:

- a. Edificações múltiplas ou térreas com tetos planos e janelas verticais em somente um lado da edificação.
- b. Mesmas edificações descritas em a com janelas nos dois lados.
- c. Edificações com telhados tipo "duas águas", sem forro e

com janelas verticais nos dois lados opostos.

d. Edificações com clarabóias em tetos planos ou telhados tipo duas águas.

e. Edificações "tipo shed"

f. Edificações com lanternins.

OBS:

Apesar da existência em [11], de todos os diagramas para as edificações acima mencionadas, neste trabalho são apresentados somente os diagramas para as edificações do tipo e.

A.1.4.3. Pontos, no Interior das Edificações, Considerados no Feitio dos Diagramas

Para o caso das edificações do tipo e, os diagramas referem-se ao "fator médio de iluminação natural" (conforme exemplifica a figura A.2).

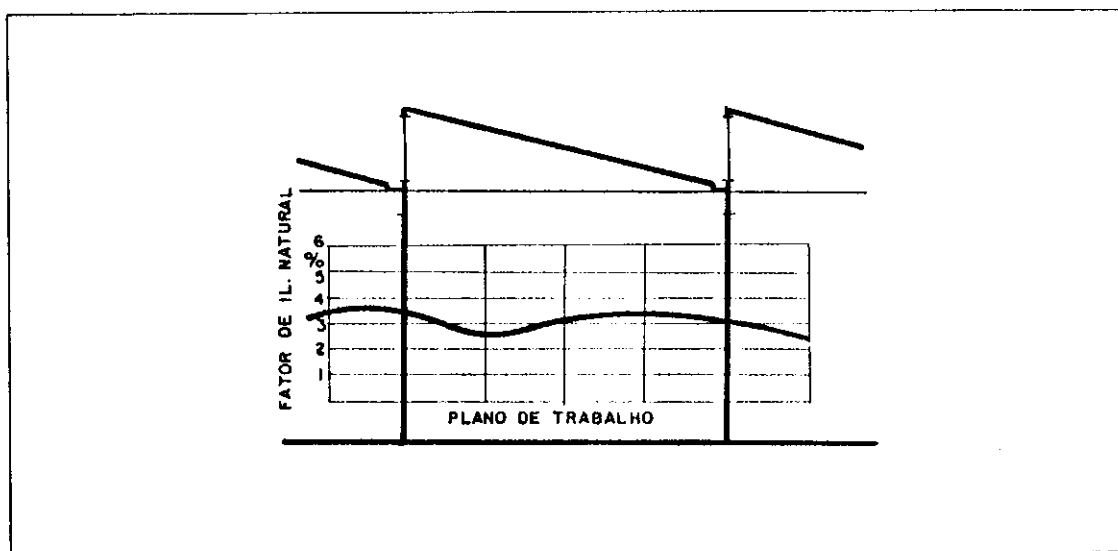


FIGURA A.2 [11]

FATOR MÉDIO DE ILUMINAÇÃO NATURAL

A.1.4.4. Obstruções Externas

Obstruções externas, afetando a iluminação natural, nas edificações em "dente de serra" são raras. Portanto, nenhuma previsão com

respeito a elas foi considerada no feitiço dos diagramas aqui apresenta-
dos.

A.1.4.5. Uniformidade de Iluminação nas Edificações Tipo Shed

Para obter-se uma distribuição de iluminação natural uniforme sobre todo o plano de trabalho considerado, deve-se manter a distância entre áreas de iluminação (geralmente o comprimento do vão longitudinal da edificação tipo shed) e a altura, medida do plano de trabalho até o início das aberturas para iluminação, dentro de certos limites (figura A.3).

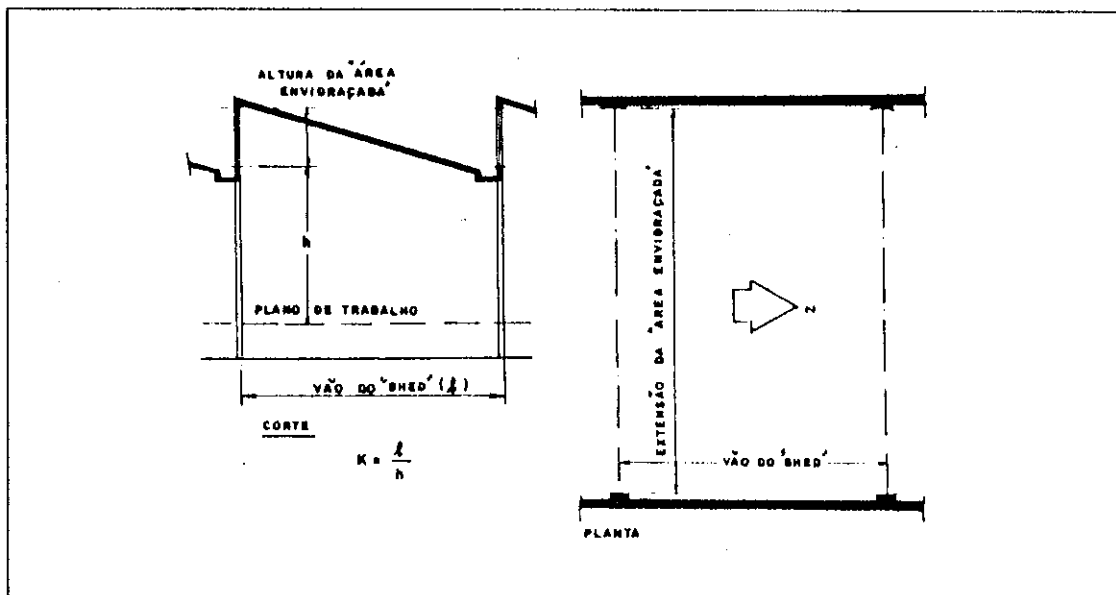


FIGURA A.3 [11]

RELAÇÕES ENTRE AS DIMENSÕES DE UMA EDIFICAÇÃO TIPO SHED

Denominando-se de K a dita relação, teremos:

- abertura para iluminação a 90° $K = 2.2$
- abertura para iluminação a 75° $K = 2.5$
- abertura para iluminação a 60° $K = 2.5$

Estas relações provaram-se satisfatórias para a maioria das situações industriais. Desejando-se uma uniformidade maior de iluminação, deve-se diminuir mais ainda o valor de K .

A.1.4.6. Fator de Iluminação Natural

O nível de iluminação natural no interior das edificações é geralmente expresso em termos de um "fator de iluminação natural".

O fator de iluminação natural é definido como a *relação da iluminação interior desejada pela iluminação exterior proveniente da abóboda celeste completamente desobstruída*, geralmente expresso em porcentagem.

A.1.4.7. Valores de Referência da Iluminação Externa

Como ponto de partida para qualquer projeto de iluminação, é comum tomar-se como base, condições mínimas toleráveis de iluminação externa proveniente da abóboda celeste.

Estas condições são definidas como condições que serão sempre excedidas em uma pequena parte do horário (diurno) normal de trabalho ao longo do ano (entre 8:00 e 16:00 hs ou entre 9:00 e 17:00 hs). Na determinação destas condições para uma localidade específica, torna-se necessário o conhecimento dos níveis de iluminação externa que de fato ocorrem nesta localidade.

Apresenta-se na *tabela A.3* alguns valores de referência, medidos em Sydney-Austrália e outras capitais Australianas. Estes valores de referência são dependentes da porcentagem de horas normais de trabalho nas quais eles são aplicados, influenciados pela latitude e, em alguns casos, pelas horas diárias de iluminação solar.

Partindo-se destes valores de referência de iluminação natural externa para algumas cidades Australianas, indica-se também na *tabela*, algumas cidades Brasileiras cujos valores de iluminação externa podem ser aproximadamente tomados como os referidos às cidades Australianas. Para tanto procurou-se relacionar cidades Brasileiras e Australianas através de suas latitudes.

CIDADE AUSTRALIANA	REFERÊNCIA BRASILEIRA	% DE HORAS DE TRABALHO		
		90%	85%	80%
Hobart	-	5920	8612	10764
Melbourne	-	7535	10764	12917
Camberra Adelaide Sydney	- - -	8612	11841	14535
Perth	Porto Alegre	9688	12917	15608
Brisbane	Florianópolis	10764	15070	17223
Darwin	Salvador	16146	19375	21528

TABELA A.3 [11]

VALORES DE REFERÊNCIA DE ILUMINAÇÃO EXTERNA

A.1.4.8. Valores em Serviço Recomendados para o Fator de Iluminação Natural

O termo "valor de serviço" do fator de iluminação natural, é este valor sob condições chamadas de serviço.

Condições de serviço são definidas quando são considerados fatores de redução ou de majoração na iluminação natural, provenientes, por exemplo, de obstruções nas áreas envidraçadas, reflexão nas superfícies internas das edificações, etc.

Definindo-se:

$$\text{Fator de Iluminação Natural (\%)} = \frac{\text{Ilumin. requerida no interior da Edif.}}{\text{Valor de Referência da ilumin. Externa}}$$

$$\text{Fator de Iluminação Natural em Serviço} = \text{F. I. N.} * \sum_{i=1}^n S_i$$

Onde S_i = coeficiente que leva em conta as condições de serviço da edificação.

O "Australian Standard Code of Artificial Lighting of Buildings", recomenda:

Tarefas que exigem pouca atenção	75-160 lux
Tarefas que exigem atenção prolongada.....	160-325 lux
Tarefas que exigem atenção severa.....	325-750 lux

OBS:

Na *tabela A.1*, apresentou-se alguns níveis de iluminação interior indicados pela DIN 5035.

A.1.4.9. Condições de Serviço (S_1)

Considerou-se as seguintes condições de serviço:

A. Transmissão de luz pela "área envidraçada" (S_1)

Através deste fator considera-se a "perda" de iluminação experimentada quando a luz atravessa a abertura para iluminação.

É óbvio que o fator S_1 depende do material empregado nas aberturas para iluminação, mais precisamente, do fator de transmissão de luminosidade de cada material, fator este, geralmente fornecido pelo fabricante.

A *tabela A.4* mostra os valores do fator S_1 em função do fator de transmissão de luz de materiais distintos;

FATOR DE TRANSMISSÃO DO MATERIAL (%)	S_1
100	1.00
80	1.10
70	1.20
60	1.42
50	1.70
40	2.10
30	2.84

TABELA A.4 [11]

FATOR DE TRANSMISSÃO DE LUZ (S_1)

B. Limpeza da área envidraçada (S_2)

Um fator que leva em conta a "limpeza" das aberturas para ilu-

minação, deve estar relacionado com o tipo de atividade a que se destina aquela edificação, bem como à localidade onde a mesma está situada.

Na *tabela A.5* relaciona-se o fator S_2 em função da classe de atividade da edificação (atividades que provocam muita sujeira ou atividades "limpas") e da localidade onde a mesma está situada.

LOCALIDADE	CLASSE DE ATIVIDADE	FATOR S_2	
		$90^\circ, 75^\circ$	60°
CAMPO OU SUBÚRBIO	LIMPA	1.10	1.15
	SUJA	1.40	1.60
ÁREA RESIDENCIAL	LIMPA	1.25	1.35
	SUJA	1.65	2.10
ÁREA INDUSTRIAL	LIMPA	1.40	1.60
	SUJA	2.00	3.00

TABELA A.5 [11]

FATOR LIMPEZA (S_2)

C. Obstrução da Luz por estruturas internas (S_3)

A consideração da obstrução interna da luz por influência estrutural (conformação estrutural da área de iluminação) ou por influência de tubulações ou condutos diversos, pode ser levada em consideração aplicando-se os valores da *tabela A.6*.

OBSTRUÇÃO	S_3
ESTRUTURAS SIMPLES DE TELHADO	1.10
ESTRUTURAS COMPLEXAS DE TELHADO	1.20

TABELA A.6 [11]

FATOR OBSTRUÇÃO DA LUZ POR ESTRUTURAS INTERNAS (S_3)

Quando se tem uma quantidade excessiva de dutos e tubulações na parte interna da edificação, recomenda-se o cálculo exato de S_3 .

D. Reflexão das superfícies interiores (S_4)

As superfícies interiores das edificações tem em média uma reflexão de 20%, razão pela qual os diagramas foram baseados nesta re-

flexão média.

O fator médio de reflexão é obtido tomando-se as superfícies individuais internas (tais como telhados, paredes, pisos, etc), multiplicando-se cada superfície pelo seu fator de reflexão e dividindo-se o valor encontrado pela soma das áreas de todas as superfícies consideradas.

Se a reflexão média, assim encontrada, diferir significativamente de 20%, um fator de correção (S_4) deve ser aplicado, segundo a *tabela A.7*.

REFLEXÃO MÉDIA(%)	S_4
15	1.05
20	1.00
25	0.96
30	0.93
35	0.88
40	0.84

TABELA A.7 [11]

FATOR "REFLEXÃO MÉDIA DAS SUPERFÍCIES INTERIORES" (S_4)

Com a determinação dos valores de S_1 obtém-se o *fator de iluminação natural em serviço*, da maneira indicada anteriormente (item A.1.3.8.)

A.1.4.10. Diagramas Auxiliares no Projeto de Iluminação Natural em Galpões "Tipo Shed"

Finalmente, depois das devidas considerações quanto a sua obtenção, apresenta-se nas figuras seguintes, diagramas para o cálculo da iluminação natural em galpões tipo "shed", com inclinação da parte destinada às aberturas para iluminação de 60°, 75° e 90°.

INCLINAÇÃO DA ÁREA DESTINADA ÀS ABERTURAS PARA ILUMINAÇÃO DE 60°

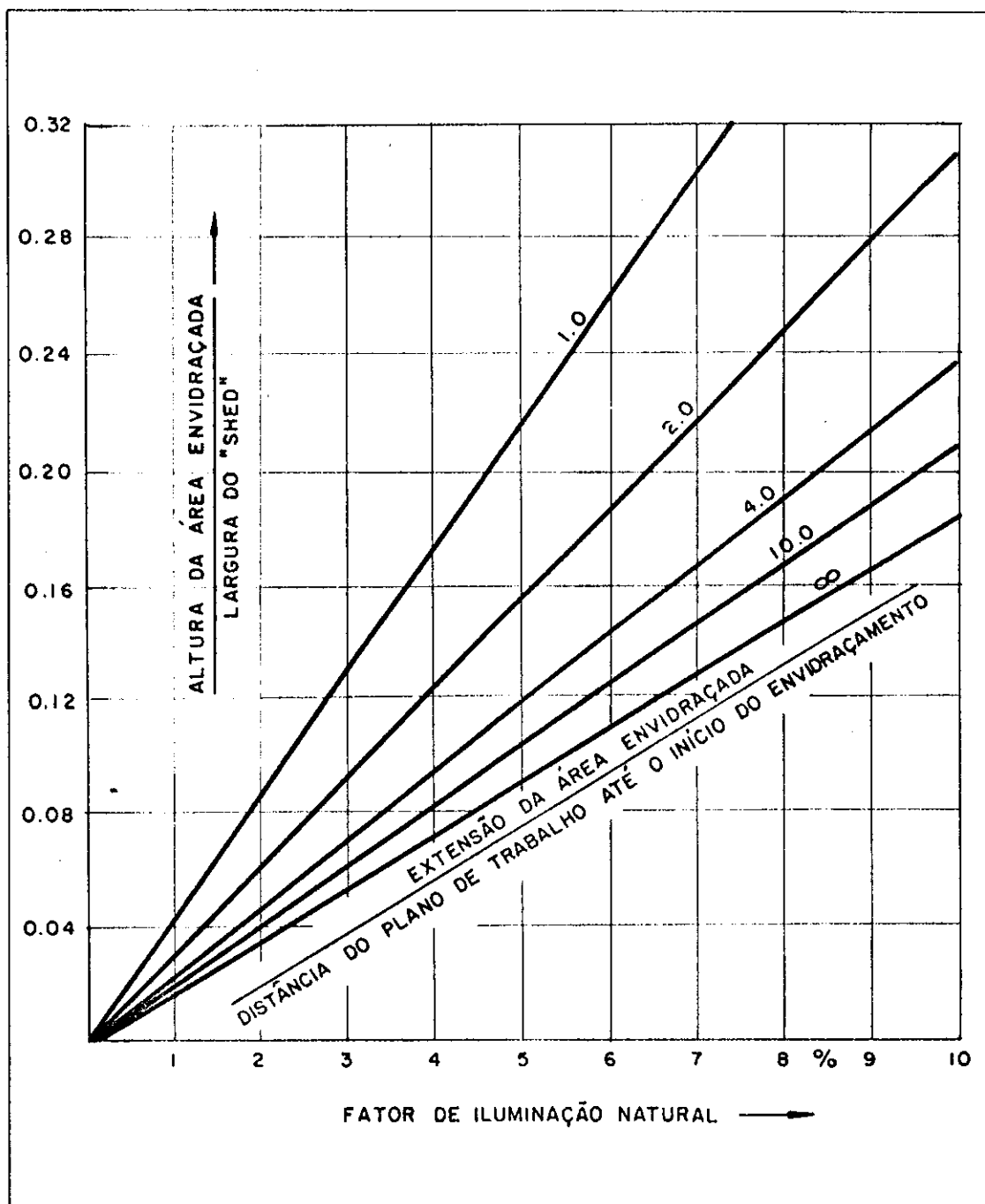


FIGURA A.4 [11]

DIAGRAMA AUXILIAR NO PROJETO DE ILUMINAÇÃO NATURAL PARA EDIFICAÇÕES
 "TIPO SHED" COM INCLINAÇÃO DA ÁREA DESTINADA ÀS ABERTURAS PARA
 ILUMINAÇÃO DE 60°

INCLINAÇÃO DA ÁREA DESTINADA ÀS ABERTURAS PARA ILUMINAÇÃO DE 75°

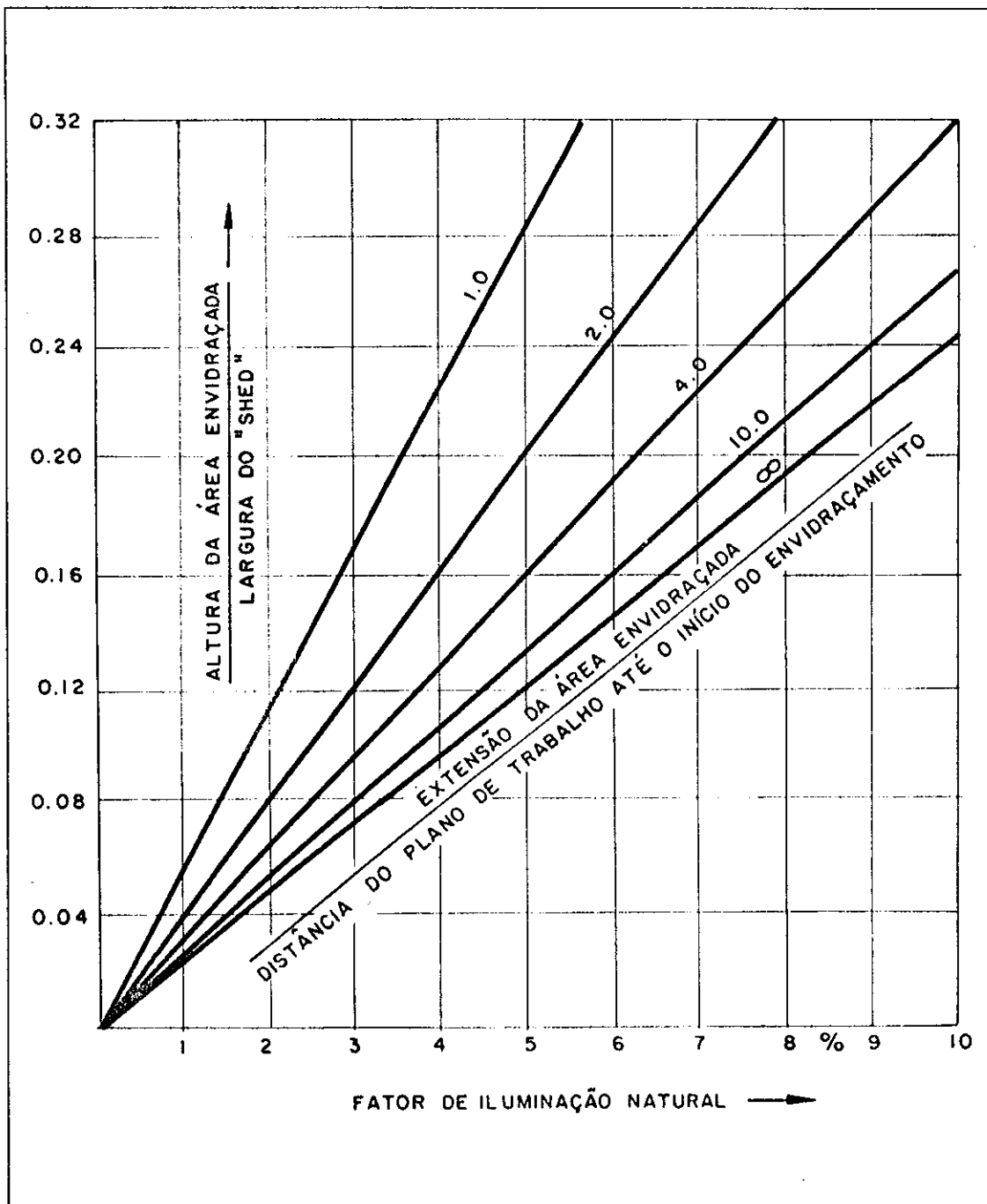


FIGURA A.5 [11]

DIAGRAMA AUXILIAR NO PROJETO DE ILUMINAÇÃO NATURAL PARA EDIFICAÇÕES
"TIPO SHED" COM INCLINAÇÃO DA ÁREA DESTINADA ÀS ABERTURAS PARA
ILUMINAÇÃO DE 75°

INCLINAÇÃO DA ÁREA DESTINADA ÀS ABERTURAS PARA ILUMINAÇÃO DE 90°

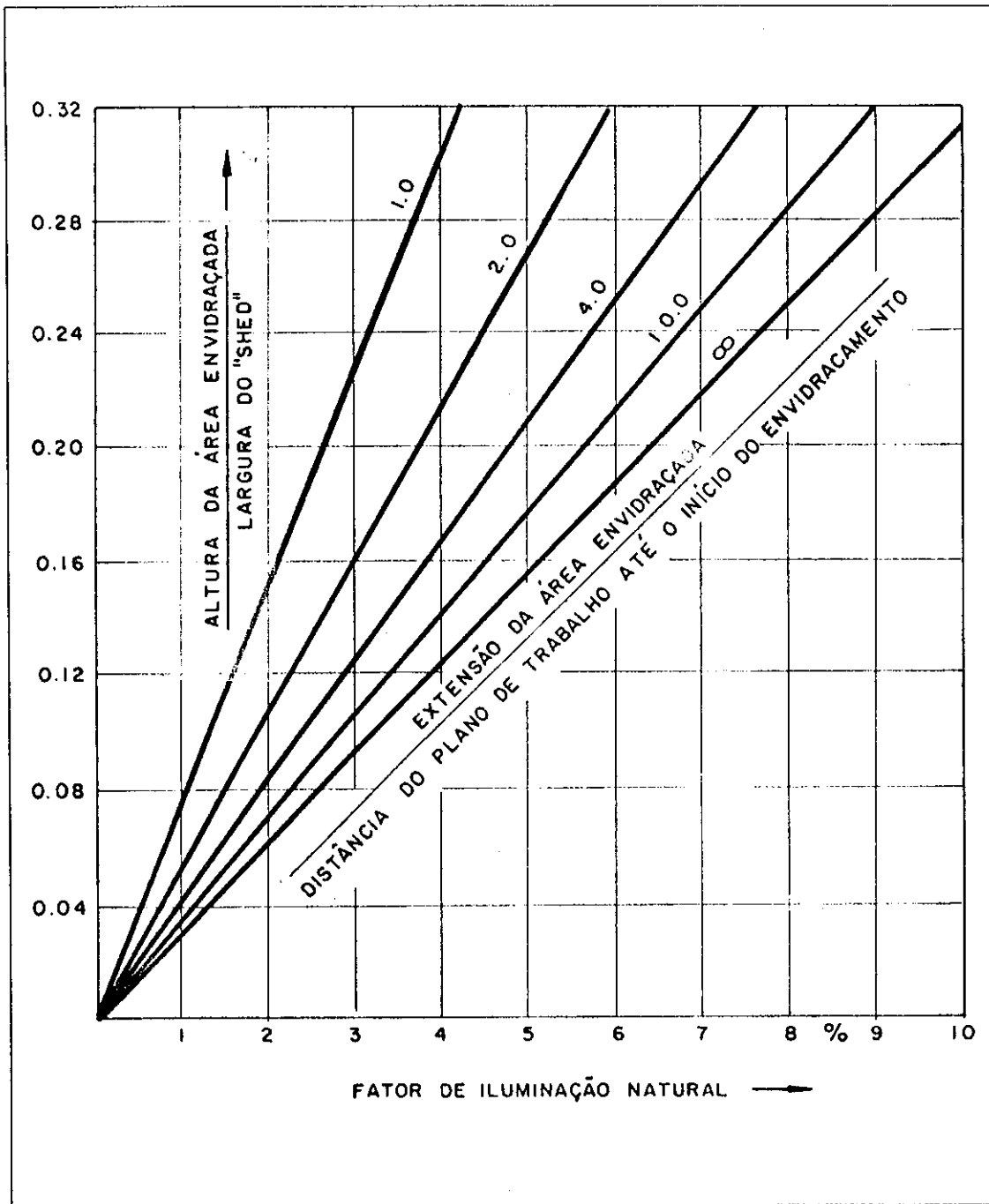


FIGURA A.6 [11]

DIAGRAMA AUXILIAR NO PROJETO DE ILUMINAÇÃO NATURAL PARA EDIFICAÇÕES
"TIPO SHED" COM INCLINAÇÃO DA ÁREA DESTINADA ÀS ABERTURAS PARA
ILUMINAÇÃO DE 90°

A.2. ORIENTAÇÃO DA EDIFICAÇÃO

A edificação deve ser orientada de forma a impedir a penetração direta dos raios solares.

Edificações em "shed" são caracterizadas pela existência de grandes áreas de iluminação que, dependendo da orientação da edificação, podem ser verticais ou possuir alguma inclinação em relação à esta, de forma a impedir a penetração direta dos raios solares.

Assim, no hemisfério sul, a superfície de iluminação deve estar voltada para o sul e sua inclinação determinada como se segue:

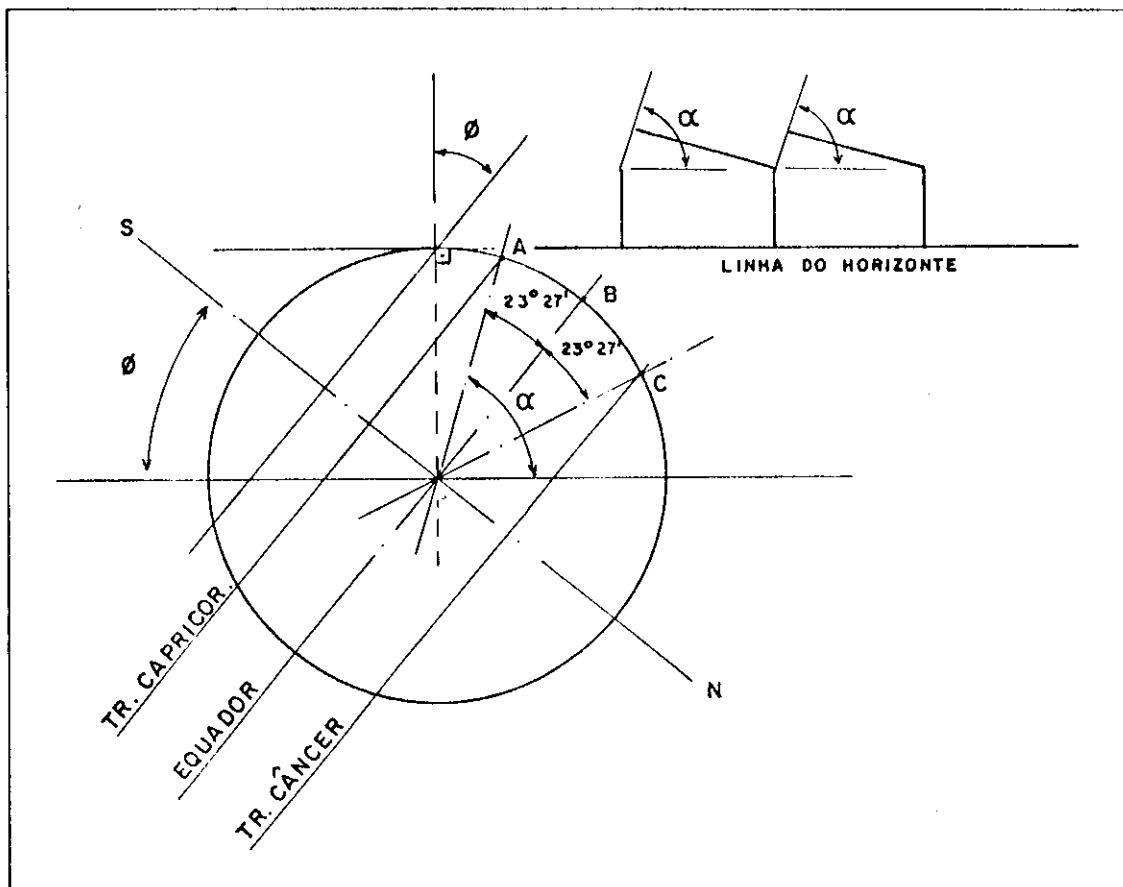


FIGURA A.7

INCLINAÇÃO DA PARTE TRANSLÚCIDA DE UMA EDIFICAÇÃO TIPO SHED

Para determinar-se a inclinação da parte translúcida, de maneira que atenda à máxima iluminação interna, sem que haja penetração direta dos raios solares, leva-se em consideração a latitude do local onde será construído o edifício.

Considere na *figura A.7* uma cidade de latitude ϕ , onde as alturas do sol, na hora da culminação são, respectivamente, para o solstício de inverno, equinócios de primavera e de outono, e solstício de verão, fornecidas pelos segmentos CO, BO e AO.

É evidente que a culminação mais desfavorável para este caso, edificação no hemisfério sul, será AO, cuja altura do sol é α . Construindo-se um "shed" com a superfície translúcida inclinada de α graus, tem-se a certeza de que o sol, em nenhuma de suas culminações, ali penetrará.

Possuindo-se o ângulo ϕ (latitude) e os ângulos COB e BOA; que são constantes e iguais a $23^{\circ}27'$ cada um (eixo inclinado da terra sobre o seu plano orbital - eclíptica), pode-se sempre determinar α como se segue:

$$\alpha = 90^{\circ} + 23^{\circ}27' - \phi$$

No meio prático, para o Brasil, esta variação de α é quase inexistente, projetando-se a superfície translúcida na vertical. Além de atender as exigências da maioria dos locais, esta inclinação apresenta facilidades construtivas, tanto na fabricação quanto na montagem.

Nos casos onde α é maior do que noventa graus é comum, mantendo-se a superfície translúcida na vertical, criar-se soluções arquitetônicas, como beirais maiores por exemplo, de modo a evitar a penetração dos raios solares

CONTEÚDO DO ANEXO B

B. DIMENSIONAMENTO DO GALPÃO -----	B. 1
B. 1. PRELIMINARES -----	B. 1
B. 2. AÇÕES PERMANENTES MAIS SOBRECARGA -----	B. 2
B. 2. 1. Sobrecarga -----	B. 2
B. 2. 2. Peso Próprio da Estrutura de Cobertura -----	B. 3
B. 2. 2. 1. Telhas de Fibrocimento -----	B. 3
B. 2. 2. 2. Terças -----	B. 3
B. 2. 2. 3. Contraventamentos -----	B. 3
B. 2. 2. 4. Beiral -----	B. 3
B. 2. 3. Esquadrias -----	B. 4
B. 2. 4. Calha Cheia de Água -----	B. 4
B. 2. 5. Peso Próprio dos Elementos Pré-Moldados -----	B. 4
B. 2. 5. 1. Viga do Shed -----	B. 4
B. 2. 5. 2. Vierendel -----	B. 5
B. 2. 5. 3. Pilar -----	B. 6
B. 2. 6. Ação Permanente mais Sobrecarga nos Pórticos ---	B. 6
B. 2. 6. 1. Pórtico Longitudinal -----	B. 6
B. 2. 6. 2. Pórtico Transversal -----	B. 8

B. 3.	AÇÕES DEVIDAS AO VENTO -----	B. 11
B. 3.1.	Velocidade Básica do Vento (V_o) -----	B. 11
B. 3.2.	Fator S_1 -----	B. 11
B. 3.3.	Fator S_2 -----	B. 11
B. 3.4.	Fator S_3 -----	B. 12
B. 3.5.	Velocidade Característica do Vento (V_K) -----	B. 12
B. 3.6.	Pressão Dinâmica do Vento (q) -----	B. 12
B. 3.7.	Coeficiente de Pressão Interna (C_{pi}) -----	B. 12
B. 3.8.	Coeficiente de Forma para o Telhado (C_e) -----	B. 13
B. 3.9.	Coeficientes de Forma para as Paredes (C_e) -----	B. 14
B. 3.10.	Combinação dos C_e e C_{pi} -----	B. 14
B. 2.11.	Ação do Vento no Pórtico Longitudinal -----	B. 17
B. 3.12.	Ação do Vento no Pórtico Transversal -----	B. 17
B. 4.	ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO GALPÃO -----	B. 19
B. 4.1.	Preliminares -----	B. 19
B. 4.2.	Cálculo dos Esforços na Viga do Shed -----	B. 20
B. 4.2.1.	Preliminares -----	B. 20
B. 4.2.2.	Esforços, na Viga do Shed, Devido à Ação Permanente mais Sobrecarga -----	B. 21
B. 4.2.3.	Esforços, na Viga do Shed, Devido à Ação de Vento B (Sucção) -----	B. 21
B. 4.2.4.	Esforços, na Viga do Shed, Devido à Ação de Vento E (Sobrepresão) -----	B. 22
B. 4.2.5.	Esforços Combinados, de Dimensionamento, para a Viga do Shed -----	B. 23
B. 4.3.	Cálculo dos Esforços no Pórtico Transversal- Pilar e Vierendel -----	B. 23
B. 4.3.1.	Preliminares -----	B. 23
B. 4.3.2.	Esforços de Dimensionamento, no Pórtico Transversal, devido à Atuação de Ações, Combinadas, Permanentes e Devidas ao	

Vento -----	B. 25
B. 5. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS DO GALPÃO --	B. 35
B. 5. 1. Preliminares -----	B. 35
B. 5. 2. Dimensionamento da Viga do Shed -----	B. 35
B. 5. 2. 1. Dimensionamento à Flexão -----	B. 35
B. 5. 2. 2. Dimensionamento ao Cisalhamento -----	B. 35
B. 5. 2. 3. Verificação do Estado Limite de Fissuração -----	B. 36
B. 5. 2. 4. Verificação do Estado Limite de Deformações -----	B. 38
B. 5. 3. Dimensionamento da Vieredel -----	B. 40
B. 5. 3. 1. Preliminares -----	B. 40
B. 5. 3. 2. Dimensionamento à Flexão -----	B. 41
B. 5. 3. 3. Dimensionamento à Torção -----	B. 42
B. 5. 3. 4. Dimensionamento ao Cisalhamento -----	B. 43
B. 5. 3. 5. Armadura Longitudinal e Transversal Finais -----	B. 44
B. 5. 3. 6. Verificação do Estado Limite de Fissuração -----	B. 45
B. 5. 3. 7. Verificação do Estado Limite de Deformações -----	B. 47
B. 5. 4. Dimensionamento do Pilar Superior -----	B. 48
B. 5. 4. 1. Dimensionamento à Flexo Compressão -----	B. 48
B. 5. 4. 2. Estribos do Pilar Superior -----	B. 51
B. 5. 4. 3. Verificação da Suficiência da Armadura Transversal Adotada, para o Pilar Supe- rior, quanto aos Esforços Cortantes ----	B. 51
B. 5. 5. Dimensionamento do Pilar Inferior -----	B. 53
B. 5. 5. 1. Dimensionamento à Flexo Compressão -----	B. 53
B. 5. 5. 2. Estribos do Pilar Superior -----	B. 58
B. 5. 5. 3. Verificação da Suficiência da Armadura Transversal Adotada, para o Pilar Infe- rior, quanto aos Esforços Cortantes ----	B. 58

B.6.	DIMENSIONAMENTO DO CÁLICE DE FUNDAÇÃO -----	B.60
B.6.1.	Preliminares -----	B.60
B.6.2.	Esforços -----	B.61
B.6.3.	Definição Geométrica do Cálice -----	B.62
B.6.3.1.	Profundidade da Parede do Pedestal (l_{eng}) -----	B.62
B.6.3.2.	Espessura da Parede do Pedestal (d_1) -----	B.63
B.6.4.	Dimensionamento do Cálice -----	B.64
B.6.4.1.	Determinação de H_{od} -----	B.65
B.6.4.2.	Armadura Horizontal, em Anel, no Topo do Pedestal (A_{sh}) -----	B.65
B.6.4.3.	Armadura Vertical (A_{sv}) -----	B.66
B.6.4.4.	Armadura de Suspensão (A_{ss}) -----	B.67
B.7.	DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO VIERENDEL/VIGA DO SHED -----	B.68
B.7.1.	Preliminares -----	B.68
B.7.2.	Esforços -----	B.68
B.7.3.	Dimensionamento do Consolo da Vierendel e do Dente Gerber da Viga do Shed -----	B.69
B.7.3.1.	Armadura do Tirante ($A_{s,tir}$) -----	B.69
B.7.3.2.	Armadura de Costura ($A_{s/s}_{cost}$) -----	B.71
B.7.3.3.	Estribos Verticais ($A_{s/s}_{estr}$) -----	B.72
B.7.3.4.	Armadura de Suspensão ($A_{s,susp}$) -----	B.72
B.7.3.5.	Tensão de Compressão no Concreto -----	B.73
B.7.4.	Placa de Neoprene -----	B.73
B.7.4.1.	Área da Placa -----	B.73
B.7.4.2.	Pressão de Contato -----	B.74
B.7.4.3.	"Pino" de Ligação -----	B.74
B.8.	DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO PILAR / VIERENDEL -----	B.76
B.8.1.	Dimensionamento do Consolo da Vierendel -----	B.76
B.8.1.1.	Esforços -----	B.76
B.8.1.2.	Armadura do Tirante ($A_{s,tirante}$) -----	B.78

B. 8.1.3.	Armadura de Costura (A_s/s) _{cost}	-----	B. 79
B. 8.1.4.	Estribos Verticais (A_s/s) _{estr}	-----	B. 79
B. 8.1.5.	Tensão de Compressão no Concreto	-----	B. 80
B. 8.2.	Placa de Neoprene	-----	B. 80
B. 8.2.1.	Área da Placa	-----	B. 80
B. 8.2.2.	Pressão de Contato	-----	B. 81
B. 8.3.	"Pino" de Ligação	-----	B. 81
B. 8.4.	Armadura de Reforço no Topo do Pilar	-----	B. 81
B. 9.	VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS QUANTO		
	AOS ESFORÇOS DE ELEVAÇÃO	-----	B. 82
B. 9.1.	Viga do Shed	-----	B. 83
B. 9.1.1.	Solicitações Durante Elevação		
	para Armazenagem	-----	B. 83
B. 9.1.2.	Esforços de Elevação	-----	B. 83
B. 9.1.3.	Verificação - Flexão e Cisalhamento	----	B. 84
B. 9.2.	Viga Vierendel	-----	B. 85
B. 9.2.1.	Solicitações Durante		
	a Colocação Vertical	-----	B. 85
B. 9.2.2.	Verificação - Colocação Vertical	-----	B. 86
B. 9.2.3.	Solicitações Durante a		
	Elevação para Armazenagem	-----	B. 86
B. 9.2.4.	Verificação - Elev. para Armazenagem	---	B. 87
B. 9.3.	Pilar	-----	B. 87
B. 9.3.1.	Solicitações Durante Elevação		
	para Armazenagem	-----	B. 87
B. 9.3.2.	Esforços de Elevação	-----	B. 88
B. 9.3.3.	Verificação - Elev. para Armazenagem	---	B. 88
B. 10.	DIMENSIONAMENTO DO CABO E DAS ALÇAS DE ELEVAÇÃO	-----	B. 90
B. 10.1.	Cabos de Levantamento	-----	B. 91
B. 10.2.	Alças de Suspensão	-----	B. 91
B. 10.2.1.	Dimensionamento Segundo PCI	-----	B. 91
B. 10.2.2.	Dimensionamento Segundo NBR 9062	-----	B. 92

ANEXO B

B. DIMENSIONAMENTO DO GALPÃO

B.1. PRELIMINARES

Feitas as devidas considerações, no capítulo quatro, quanto à modulação, esquema estático e ações consideradas, os carregamentos permanentes e variáveis devidos a estas ações serão aqui minuciosamente determinados, juntamente com o dimensionamento dos elementos pré-moldados, e respectivas ligações, do galpão com cobertura em dente de serra, tomado como exemplo. Desta maneira, este anexo complementa o capítulo quatro deste trabalho.

As variáveis empregadas no dimensionamento dos elementos estruturais do galpão, bem como o significado de cada uma delas, encontram-se relacionadas no início deste trabalho.

Para o dimensionamento considerou-se um galpão constituído por oito módulos básicos de $15,0 \times 7,5 \text{ m}^2$ (*figura 4.1*).

Da forma como modulada no capítulo quatro, a edificação compõe-se de sete pórticos longitudinais e cinco pórticos transversais. Cada pórtico longitudinal possui uma largura de influência de 5,0 m e, por sua vez, cada pórtico transversal uma largura de influência de 7,5 m, conforme ilustra a *figura B.1*.

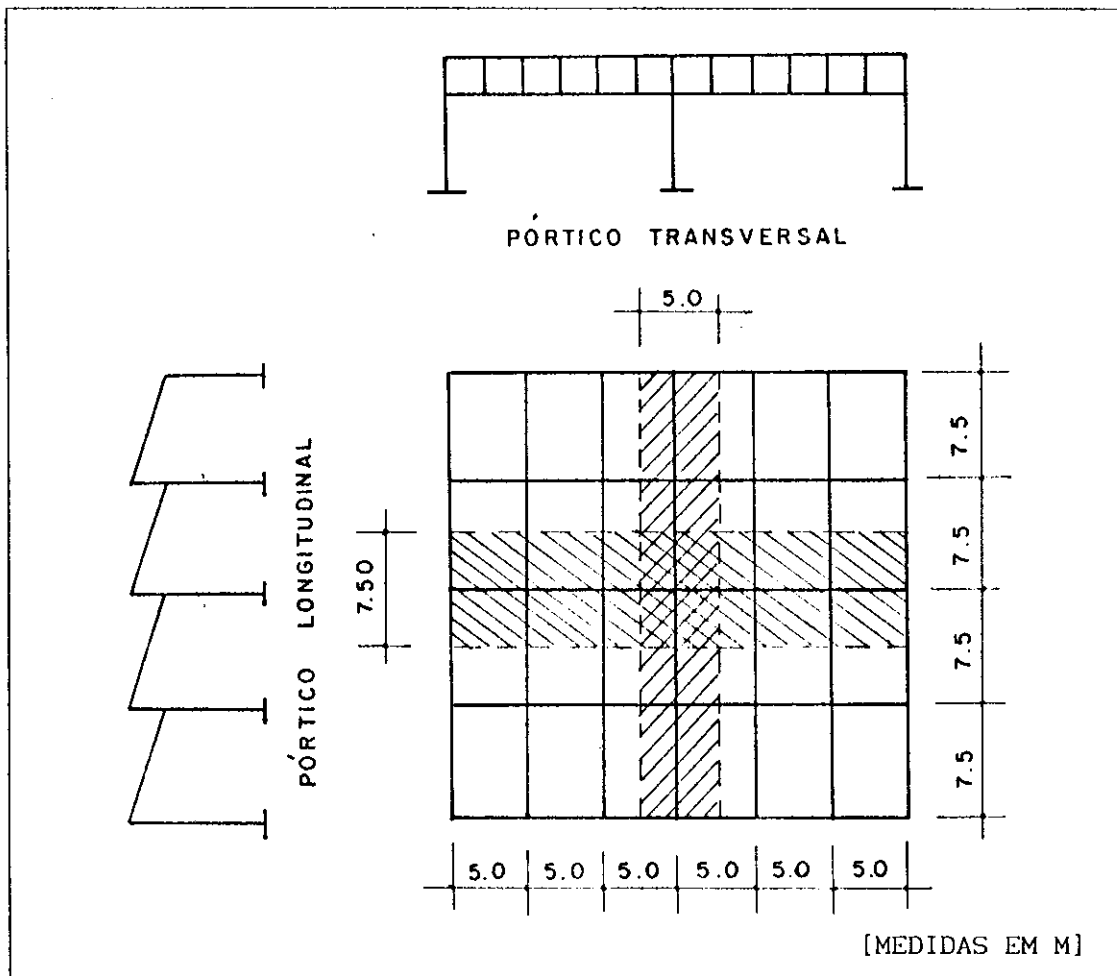


FIGURA B.1

LARGURA DE INFLUÊNCIA DOS PÓRTICOS

B.2. AÇÕES PERMANENTES MAIS SOBRECARGA

B.2.1. SOBRECARGA

Levando-se em consideração prováveis carregamentos advindos da instalação de dutos de ar condicionado e sistema de iluminação artificial, foi adotado:

$$p = 500 \text{ N/m}^2, \text{ (m}^2 \text{ de cobertura inclinada)}$$

$$p = \frac{500}{\cos 18,8^\circ}$$

⇒

$$p = 530 \text{ N/m}^2$$

(m² de proj. horiz. do telhado)

B.2.2. PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA DE COBERTURA

B.2.2.1. Telhas de Fibrocimento

A edificação foi concebida com telhas onduladas de fibrocimento com 8,0 mm de espessura e comprimento de 2,13 m.

De [6], tem-se que o peso por metro quadrado de cobertura inclinada, composta por telhas de fibrocimento de 8,0 mm encharcadas, é de 240 N/m^2 .

Portanto:

$$p = \frac{240}{\cos 18,8^\circ} \Rightarrow \boxed{p = 254 \text{ N/m}^2}$$

(m^2 de proj. horiz. do telhado)

B.2.2.2. Terças

As terças são de chapa de aço dobrada. Conforme *figura 3.11*, tem-se:

$$\begin{aligned} A &= 9,68 \text{ cm}^2 \text{ (área da seção transversal da terça)} \\ \gamma_{\text{aço}} &= 78,55 \text{ KN/m}^3 \text{ (peso específico do aço)} \end{aligned}$$

Dai:

$$\boxed{p = 76 \text{ N/m}}$$

(metro linear de terça)

B.2.2.3. Contraventamentos

Os contraventamentos aqui mencionados referem-se às linhas de correntes no plano da cobertura. Segundo Schulte [22], pode-se adotar:



$$\boxed{p = 10 \text{ N/m}^2}$$

(m^2 de proj. horiz. do telhado)

B.2.2.4. Beiral

Observando a *figura 3.4*, obteve-se:

-placa de fibrocimento de 8 mm 240,0 N/m

-perfis  , a = 50, h = 10, δ = 4	178,4 N/m
-perfis  , a = 50, h = 50, δ = 4	115,6 N/m
-cantoneira de fibrocimento	65,0 N/m

Resultando:

$$p = 600 \text{ N/m}$$

(metro linear de beiral)

B.2.3. ESQUADRIAS

As esquadrias, em metal e vidro, tiveram seu peso estimado em 250 N por m² de área envidraçada. Como a altura das esquadrias é de 1,5 m, obteve-se:

$$p = 375 \text{ N/m}$$

(metro linear de esquadria)

B.2.4. CALHA CHEIA D'ÁGUA

Pela *figura 3.5*, tem-se que a área da calha cheia de água é de 470 cm². Resultando:

$$p = 470 \text{ N/m}$$

(metro linear de calha)

B.2.5. PESO PRÓPRIO DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS

Considerando-se o peso específico do concreto armado de 25 KN/m³, e a geometria dos elementos definida no capítulo 3, obteve-se o peso próprio de cada elemento pré-moldado do galpão.

B.2.5.1. Viga do Shed

$$\text{Seção Transversal} = (0,15 \times 0,30) \text{ m}^2$$

$$p = 0,15 \times 0,30 \times 25$$

$$p = 1,13 \text{ KN/m (metro linear de viga)}$$

Portanto:

$$p = \frac{1,13}{\cos 18,8^\circ}$$

⇒

$$p = 1,20 \text{ kN/m}$$

(metro de proj horiz. de viga)

B.2.5.2. Vierendel

Na obtenção dos carregamentos devidos ao peso próprio da vierendel (figura B.2.), os carregamentos provenientes do peso próprio dos montantes foi considerado concentrado na extremidade superior dos mesmos.

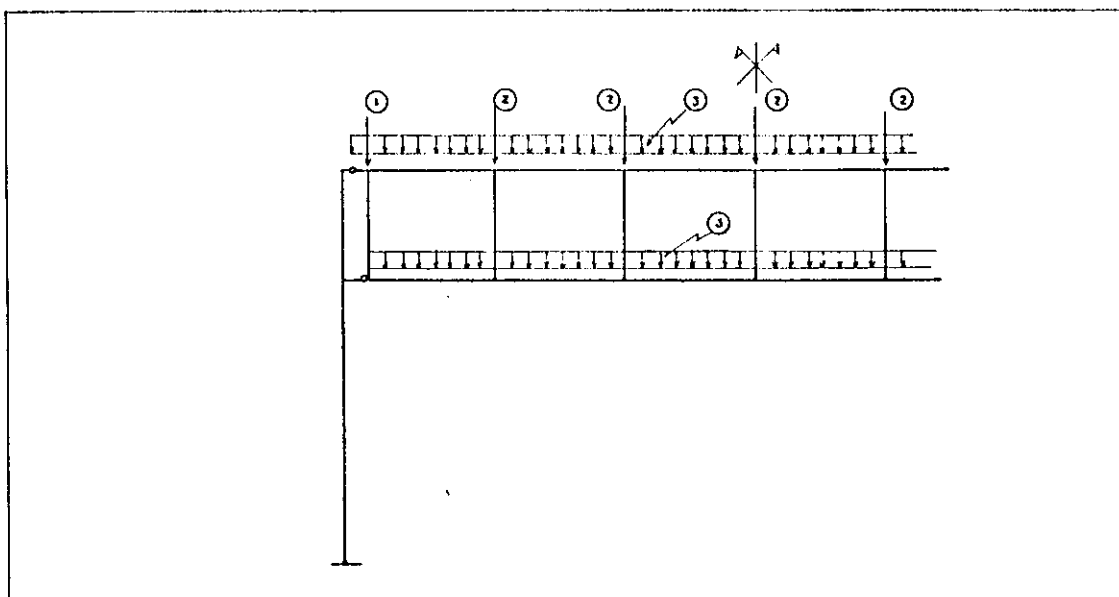


FIGURA B.2

AÇÃO DO PESO PRÓPRIO NA VIERENDEL

Carregamento 1 - Montantes extremos

$$P_1 = 0,15 \times 0,385 \times 1,50 \times 25$$

⇒

$$P_2 = 2,2 \text{ kN}$$

Carregamento 2 - Montantes internos

$$P_2 = 0,15 \times 0,30 \times 1,50 \times 25$$

⇒

$$P_3 = 1,7 \text{ kN}$$

Carregamento 3 - Banzo superior e inferior

$$p = 0,15 \times 0,50 \times 25$$

⇒

$$p = 1,9 \text{ kN/m}$$

B.2.5.3. Pilares

A. Pilar Externo

Observando-se a *figura 3.7*, nota-se que o pilar externo possui três seções distintas;

Trecho 1 -	$A = 0,0323 \text{ m}^2$ $l = 0,52 \text{ m}$ $P = 450 \text{ N}$ (peso do trecho)
Trecho 2 -	$A = 0,0675 \text{ m}^2$ $l = 1,83 \text{ m}$ $P = 3,1 \text{ kN}$ (peso do trecho)
Trecho 3 -	$A = 0,1125 \text{ m}^2$ $l = 6,45 \text{ m}$ $P = 18,15 \text{ kN}$ (peso do trecho)

B. Pilar Interno

Observando-se a *figura 3.7*, nota-se que o pilar interno possui duas seções distintas:

Trecho 1 -	$A = 0,0675 \text{ m}^2$ $l = 1,83 \text{ m}$ $P = 3,1 \text{ kN}$ (peso do trecho)
Trecho 2 -	$A = 0,1125 \text{ m}^2$ $l = 6,45 \text{ m}$ $P = 18,15 \text{ kN}$ (peso do trecho)

B.2.6. AÇÃO PERMANENTE MAIS SOBRECARGA NOS PÓRTICOS

B.2.6.1. Pórtico Longitudinal

A cada carregamento concentrado na viga do shed, proveniente das terças que apoiam-se na mesma, corresponde uma área de influência. Área esta obtida pela multiplicação de um comprimento transversal de influência pela média das distâncias entre terças vizinhas à terça em questão. O comprimento transversal de influência, conforme *figura B.1*, foi de 5,0 m.

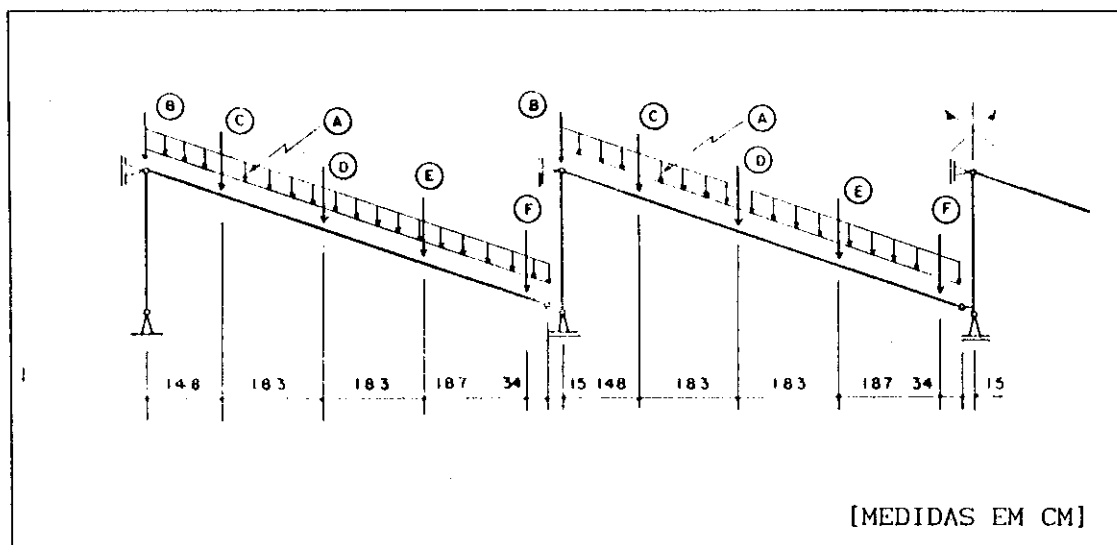


FIGURA B.3

ACÇÃO PERMANENTE MAIS SOBRECARGA NO PÓRTICO LONGITUDINAL

CARREGAMENTOS

Carregamento - A

peso próprio da viga do shed 1,2 kN/m

Carregamento - B

beiral	: 600,0 x 5,0	3,00 kN
terça	: 76,0 x 5,0	0,38 kN
telhas	: 254,0 x 5,0 x 1,03	1,31 kN
contrav.	: 10,0 x 5,0 x 1,03	0,06 kN
sobrecar.	: 530,0 x 5,0 x 1,03	2,73 kN
		<hr/>
		7,48 kN

Carregamento - C

terça	: 76,0 x 5,0	0,38 kN
telhas	: 254,0 x 5,0 x 1,66	2,11 kN
contrav.	: 10,0 x 5,0 x 1,66	0,09 kN
sobrecar.	: 530,0 x 5,0 x 1,66	4,40 kN
		<hr/>
		6,98 kN

Carregamento - D

terça	: 76,0 x 5,0	0,38 kN
telhas	: 254,0 x 5,0 x 1,83	2,33 kN

contrav.	: 10,0 x 5,0 x 1,83	0,10 kN
sobrecar.	: 530,0 x 5,0 x 1,83	4,85 kN
		<hr/> 7,66 kN

Carregamento - E

terça	: 76,0 x 5,0	0,38 kN
telhas	: 254,0 x 5,0 x 1,85	2,35 kN
contrav.	: 10,0 x 5,0 x 1,85	0,10 kN
sobrecar.	: 530,0 x 5,0 x 1,85	4,91 kN
		<hr/> 7,74 kN

Carregamento - F

calha /2	: 470,0 x 5,0 / 2	1,18 kN
terça	: 76,0 x 5,0	0,38 kN
telhas	: 254,0 x 5,0 x 1,06	1,35 kN
contrav.	: 10,0 x 5,0 x 1,06	0,06 kN
sobrecar.	: 530,0 x 5,0 x 1,06	2,81 kN
		<hr/> 5,78 kN

Obs:

Em virtude do valor insignificante, face aos demais, o momento fletor devido à excentricidade de aplicação do carregamento proveniente do beiral (aproximadamente 0.09 KN.m) não foi considerado.

B.2.6.2. Pórtico Transversal

Obtidos os esforços na viga do shed sob ações permanentes (observar item B.4), os mesmos foram aplicados no pórtico transversal. Estes carregamentos, somados aos carregamentos permanentes já obtidos para o pórtico transversal, resultaram na configuração de carregamentos permanentes ilustrada na *figura B.4*.

CARREGAMENTOS:

Carregamento - 1

Momento fletor devido à excentricidade de aplicação do esforço normal proveniente da viga do shed, em relação ao centro de gravidade do pilar.

$$M_1 = R_s \cdot e = 3,65 \text{ KN.m}$$

$R_s = 24,28 \text{ KN}$: Reação de apoio da viga do shed

$e = 0,15$: Excentricidade de aplicação de R_s

Carregamento - 2

peso próprio do trecho sup. do pilar	3,1 KN
viga do shed	24,3 KN
(VALOR DEFINIDO NO ÍTEM B.4.2.2)	27,4 KN

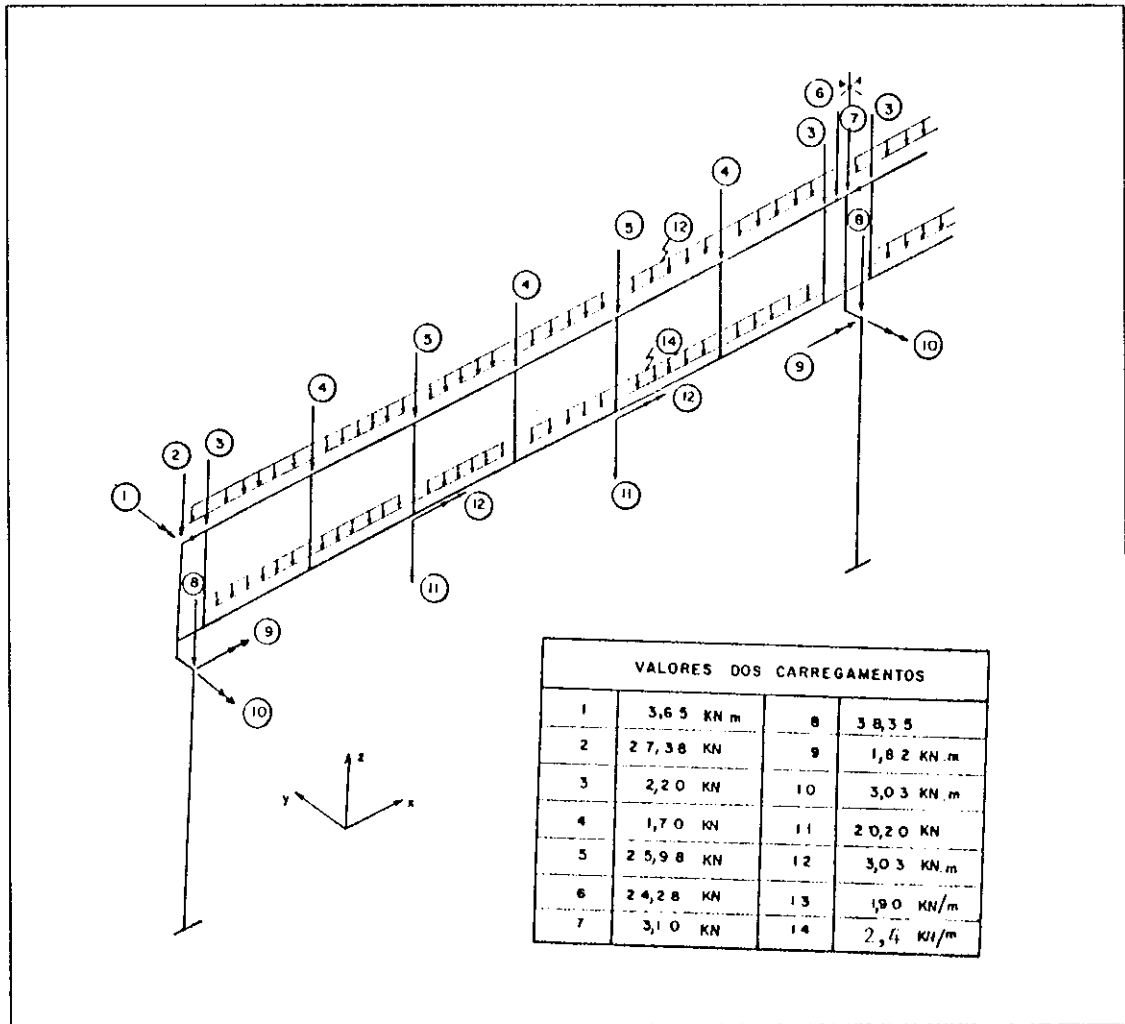


FIGURA B.4

AÇÃO PERMANENTE MAIS SOBRECARGA NO PÓRTICO TRANSVERSAL

Carregamento - 3

peso próprio do montante externo	2,2 kN
--	--------

Carregamento - 4

peso próprio do montante interno 1,7 kN

Carregamento - 5

peso próprio do montante interno..... 1,7 kN
viga do shed 24,3 kN

25,0 kN

Carregamento - 6

viga do shed 24,3 kN

Carregamento - 7

peso próprio do trecho sup. do pilar 3,1 kN

Carregamento - 8

peso próprio da parte inf. do pilar 18,15 kN
viga do shed 20,20 kN

38,35 kN

Carregamento - 9

Momento devido à excentricidade de aplicação do esforço normal proveniente da viga do shed em relação ao centro de gravidade do pilar.

$$M_9 = R_1 \cdot e = 1,82 \text{ kN.m}$$

$$R_1 = 20,2 \text{ kN} \quad : \text{ reação de apoio da viga do shed}$$

$$e = 0,09 \text{ m} \quad : \text{ excentricidade de aplicação de } R_1$$

Carregamento - 10

Momento devido à excentricidade de aplicação do esforço normal proveniente da viga do shed em relação ao centro de gravidade do pilar.

$$M_{10} = R_1 \cdot e = 3,03 \text{ kN.m}$$

$$R_1 = 20,2 \text{ kN} \quad : \text{ reação de apoio da viga do shed}$$

$$e = 0,15 \text{ m} \quad : \text{ excentricidade de aplicação de } R_1$$

Carregamento - 11

viga do shed 20,2 kN

Carregamento - 12

Momento devido à excentricidade de aplicação do esforço normal proveniente da viga do shed em relação ao centro de gravidade da vierendel.

$$M_{12} = R_1 \cdot e = 3,03 \text{ kN.m}$$

$$R_1 = 20,2 \text{ kN} \quad : \text{ reação de apoio da viga do shed}$$

$$e = 0,15 \text{ m} \quad : \text{ excentricidade de aplicação de } R_1$$

Carregamento - 13

peso próprio do banzo sup. da vierendel.... 1,9 kN/m

Carregamento - 14

peso próprio do banzo inf. da vierendel.... 1,9 kN/m

calha cheia d'água/2 0,47 kN/m

2,40 kN/m

B.3. AÇÕES DEVIDAS AO VENTO

B.3.1. VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO (V_o)

Pelo gráfico das isopletas da NBR 6123 [2], tem-se:

$$\underline{\underline{V_o = 45.0 \text{ m/s}}}$$

B.3.2. FATOR S_1

O fator S_1 leva em conta a topografia do terreno.

Excluindo-se a instalação da edificação em encostas ou cristas de morros, pela NBR 6123 [2] tem-se:

$$\underline{\underline{S_1 = 1.0}}$$

B.3.3. FATOR S_2

O fator S_2 leva em consideração:

- rugosidade do terreno
- altura da edificação acima do solo

- duração da rajada de vento

Para a edificação em questão:

- altura acima do terreno : $H \leq 10,0$ m

- maior dimensão da edificação em planta: 30,0 m

Por fim, levando-se em consideração que a edificação trata-se de um galpão com finalidades comerciais, industriais, etc, torna-se plenamente justificável a previsão da construção do mesmo em subúrbios de grandes cidades. Pela NBR 6123 [2], obtém-se:

$$\underline{S_2 = 0.74}$$

B.3.4 FATOR S_3

O chamado fator estatístico S_3 , prevê o nível de segurança requerido para as edificações em função de sua finalidade. Prevendo-se uma edificação com finalidades comerciais e industriais, com alto fator de ocupação (caso em questão), pela NBR 6123 [2] obtém-se:

$$\underline{S_3 = 1.0}$$

B.3.5. VELOCIDADE CARACTERÍSTICA DO VENTO (V_k)

$$V_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot V_0$$

$$\underline{V_k = 33,30 \text{ m/s}}$$

B.3.6. PRESSÃO DINÂMICA DO VENTO (q)

$$q = \frac{V_k^2}{160} \quad \Rightarrow \quad \boxed{q = 6,93 \text{ MPa}}$$

B.3.7. COEFICIENTE DE PRESSÃO INTERNA (C_{pi})

O coeficiente de pressão interna é dependente do nível de permeabilidade (aberturas) das paredes e telhados da edificação. Tem-se aqui a pretensão de um dimensionamento genérico, sendo então possível a adoção da simplificação proposta pela NBR 6123 [2] que sugere,

nestes casos, dois C_{pi} críticos:

$$C_{pi} = 0,20$$

$$C_{pi} = -0,30$$

B.3.8. COEFICIENTE DE FORMA PARA O TELHADO (C_e)

A NBR 6123 [2] apresenta valores dos coeficientes de pressão e de forma para coberturas em shed onde a água menor tem a inclinação de 60° , tipo de cobertura quase inexistente no País.

De um convênio ETERNIT/IPT resultou um boletim [6] no qual, além de outros, apresenta-se os coeficientes para coberturas shed a 90° , com inclinação do telhado de 30° , inclinação esta também não muito comum no Brasil.

O galpão proposto trata-se de uma edificação com cobertura shed a 90° e inclinação do telhado de $18,8^\circ$. Optou-se então, não pela adoção dos coeficientes da NBR 6123 [2] ou pelos do Boletim ETERNIT/IPT [6], mas sim, pelos coeficientes apresentados por Pitta [5] para coberturas shed a 90° e inclinação do telhado de 15° ; visto ser esta, a inclinação que mais se aproxima do caso em questão.

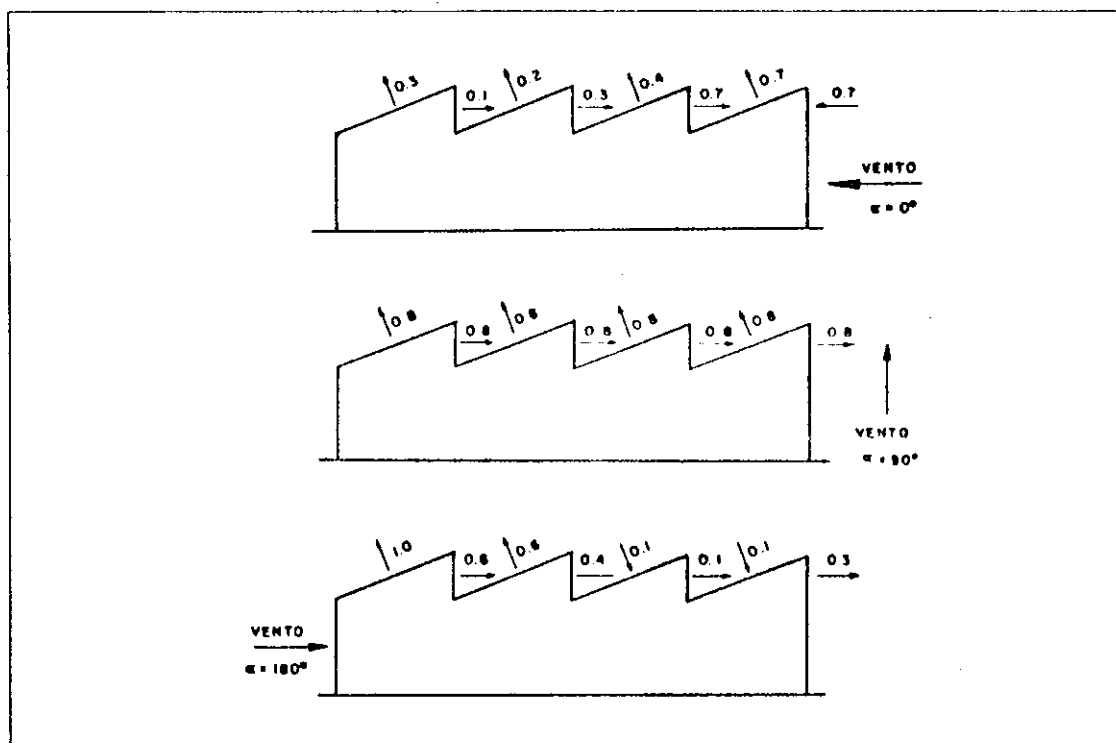


FIGURA B.5
COEFICIENTES DE FORMA PARA O TELHADO (C_e)

B.3.9. COEFICIENTES DE FORMA PARA AS PAREDES (C_e)

O coeficiente C_e para as paredes de uma edificação com planta retangular depende da altura e das dimensões em planta desta edificação.

Apesar da possibilidade de ampliações futuras, a obtenção dos C_e para as paredes baseou-se na modulação proposta para dimensionamento (8 módulos de 7,50 x 15,0 m²), valendo a observação de que os coeficientes, assim obtidos, não serão muito alterados com a variação das dimensões, em planta, da edificação.

Isto posto, tem-se:

- H = 6,0 m altura da edificação
- b = 30,0 m largura da edificação
- a = 30,0 m comprimento da edificação

Como:

$$h/b = 0,20 \quad \Rightarrow \quad h/b \leq 0,50$$

$$a/b = 1,00 \quad \Rightarrow \quad 1 \leq a/b \leq 1,50$$

Obtém-se pela NBR 6123 [2]:

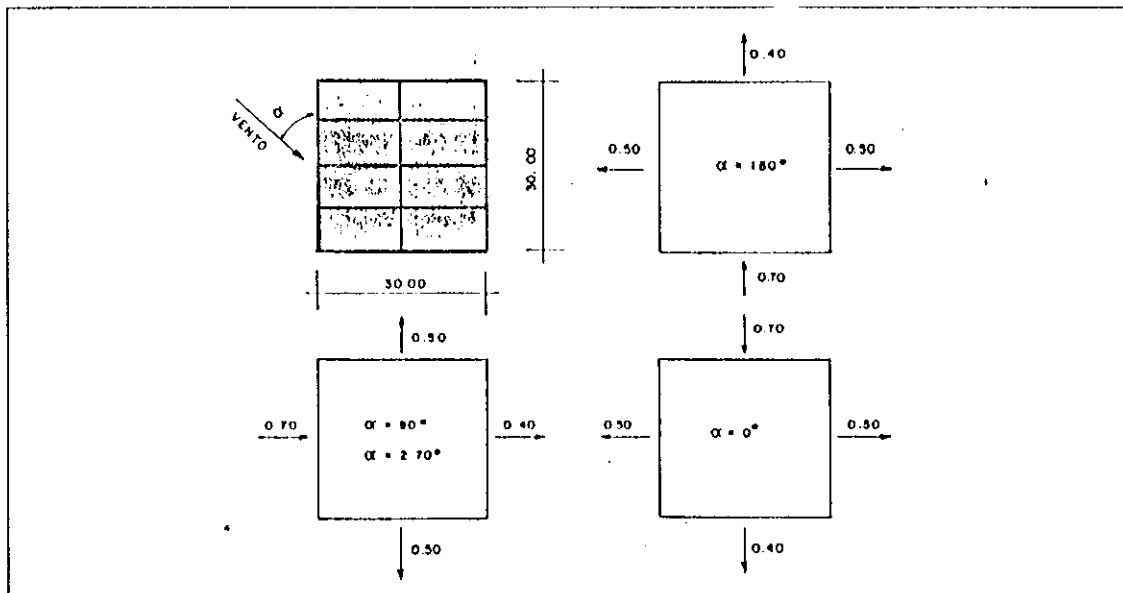


FIGURA B.6
COEFICIENTES DE FORMA PARA AS PAREDES EXTERNAS DO GALPÃO (C_e)

B.3.10. COMBINAÇÃO DOS C_e E C_{pi}

Obtidos os coeficientes de pressão interna e os coeficientes de forma para o galpão, foi feita uma combinação dos dois C_{pi} obtidos

com cada um dos três conjuntos de C_e , resultando, então nos seis casos possíveis ilustrados nas figuras B.7 a B.12.

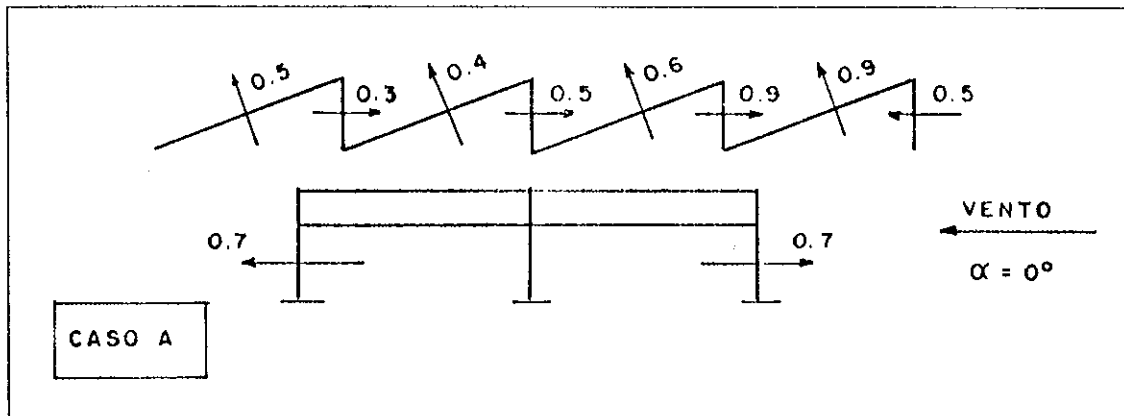


FIGURA B.7

COMBINAÇÃO DOS C_e PARA VENTO A 0° E C_{pl} DE 0.20

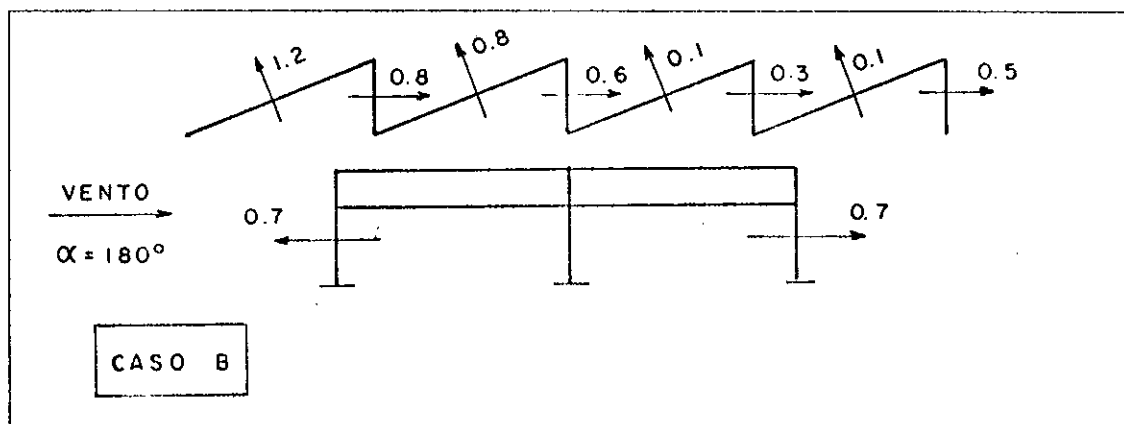


FIGURA B.8

COMBINAÇÃO DOS C_e PARA VENTO A 180° E C_{pl} DE 0.20

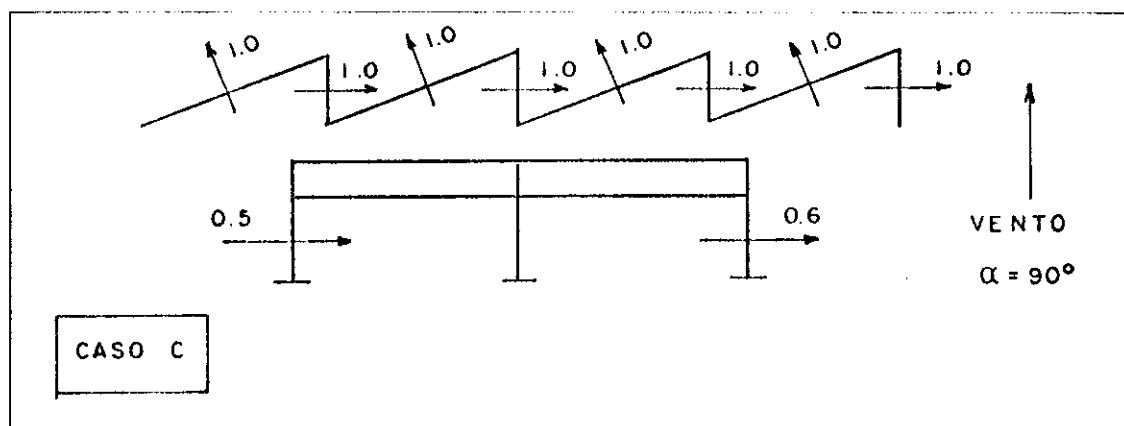


FIGURA B.9

COMBINAÇÃO DOS C_e PARA VENTO A 90° E C_{pl} DE 0.20

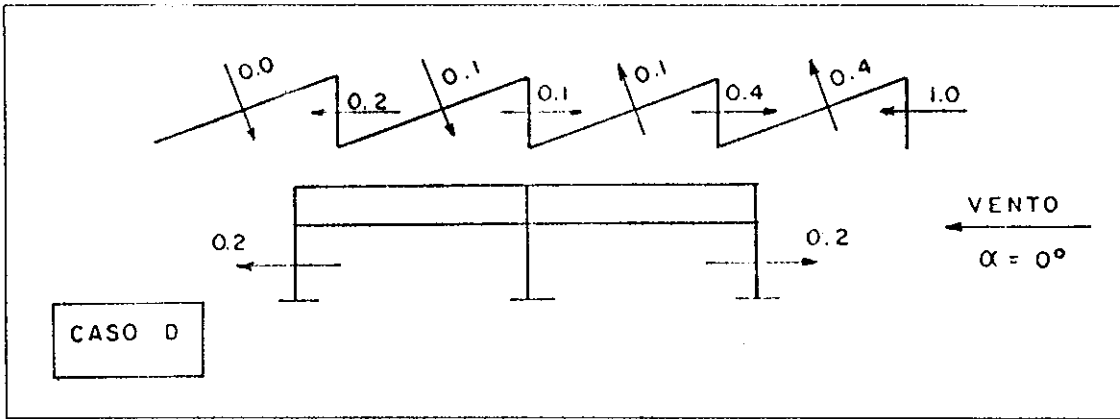


FIGURA B.10

COMBINAÇÃO DOS C_e PARA VENTO A 0° E C_{pi} DE -0.30

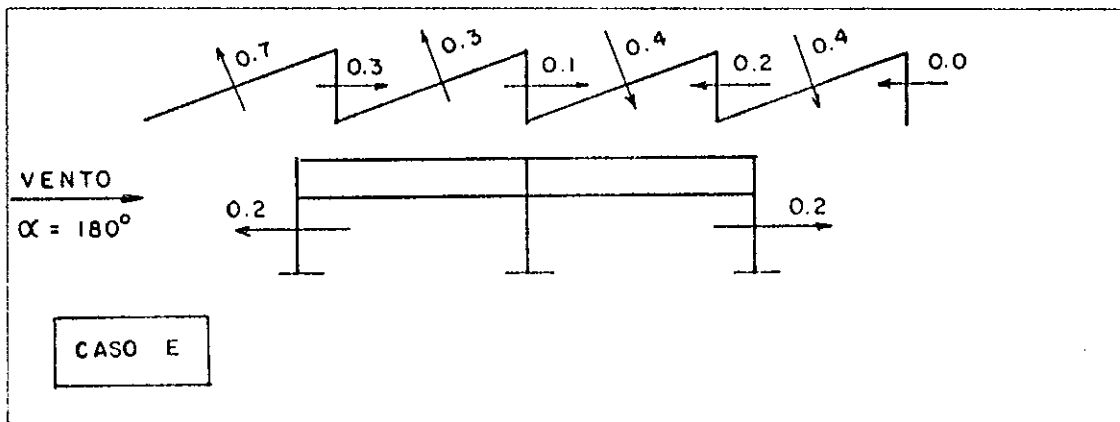


FIGURA B.11

COMBINAÇÃO DOS C_e PARA VENTO A 180° E C_{pi} DE -0.30

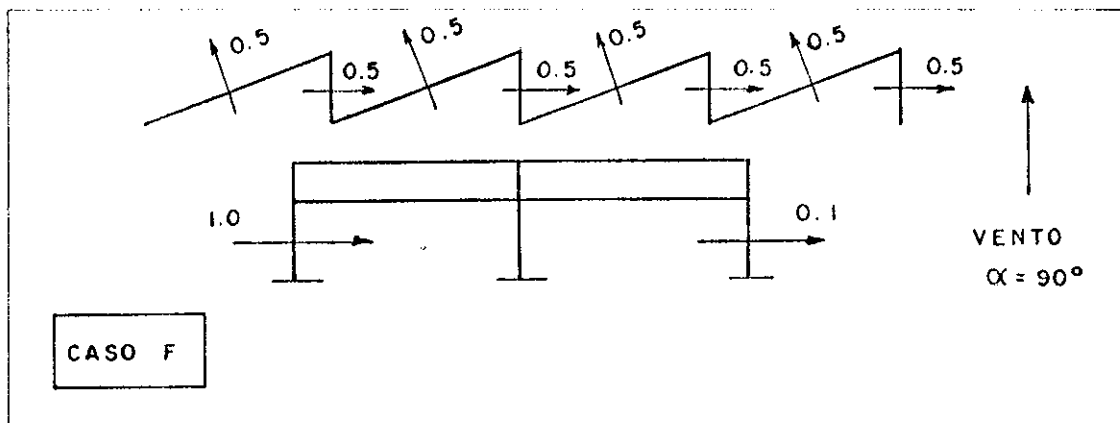


FIGURA B.12

COMBINAÇÃO DOS C_e PARA VENTO A 90° E C_{pi} DE -0.30

B.3.11. AÇÃO DO VENTO NO PÓRTICO LONGITUDINAL

Pela NBR 6123 [2], tem-se que:

$$F = q \cdot l \cdot (C_e + C_{pi})$$

Onde:

$q = 6,93$ MPa (pressão dinâmica do vento)

$l = 5,0$ m (largura de influência do pórtico longitudinal)

$C_e + C_{pi}$ = valores indicados nas *fig. B.7 a B.12*

Substituindo-se os valores de q , l e $(C_e + C_{pi})$, obteve-se os carregamentos indicados nas *figuras 4.8 a 4.13*, correspondentes aos casos possíveis de carregamento de vento no pórtico longitudinal.

B.3.12. AÇÃO DO VENTO NO PÓRTICO TRANSVERSAL

Ao contrário da ação permanente mais sobrecarga, as vigas do shed não estão igualmente carregadas sob ação do vento. Nas *figuras B.13 a B.16* apresenta-se o par de vigas do shed representantes das máximas reações de apoio, destas vigas do shed, no pórtico transversal sob ação do vento.

De posse das reações de apoio da viga do shed sob a ação do vento e considerando-se a *figura 4.15*, onde está ilustrado como foi considerada a ação do vento nos banzos e montantes da vierendel, obteve-se o carregamento no pórtico transversal, devido à ação de vento sobre o galpão, ilustrado na *figura 4.14*.

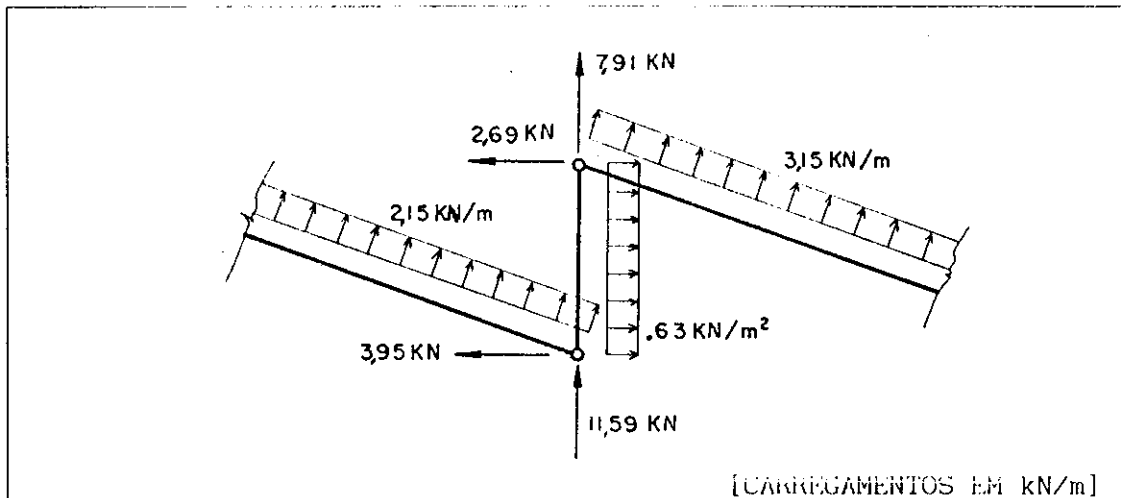


FIGURA B.13
CARREGAMENTOS MÁXIMOS NA VIERENDEL PROVENIENTES DAS VIGAS DO SHED
SOB AÇÃO DE VENTO A

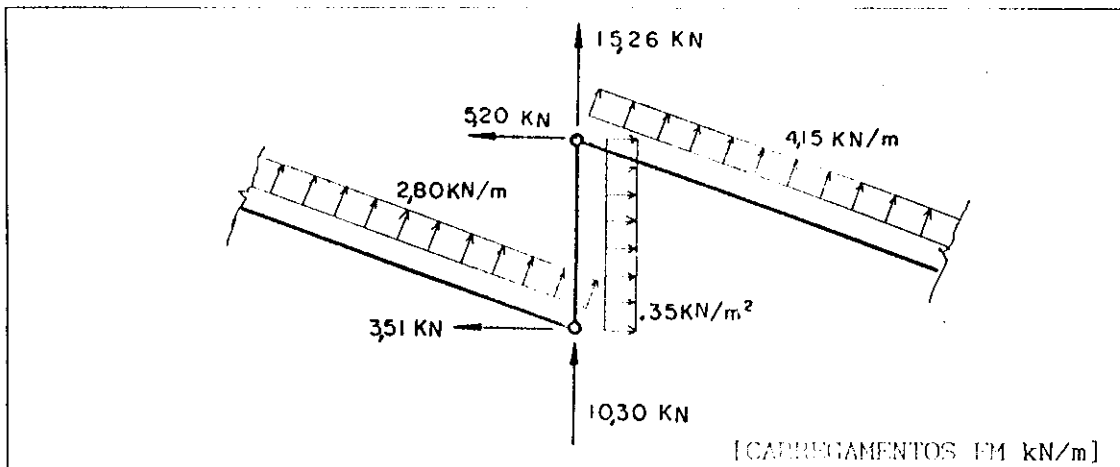


FIGURA B.14
 CARREGAMENTOS MÁXIMOS NA VIERENDEL PROVENIENTES DAS VIGAS DO SHED
 SOB AÇÃO DE VENTO B

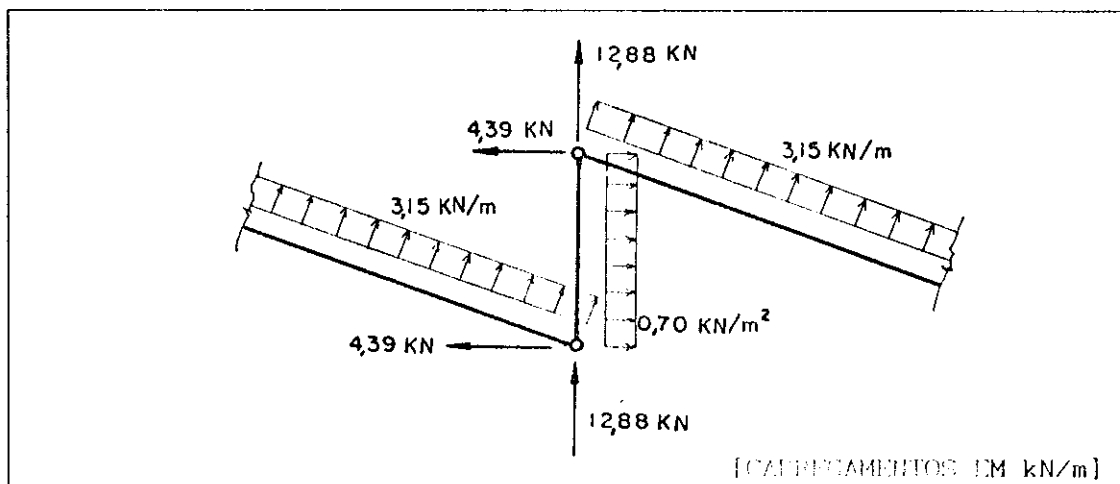


FIGURA B.15
 CARREGAMENTOS MÁXIMOS NA VIERENDEL PROVENIENTES DAS VIGAS DO SHED
 SOB AÇÃO DE VENTO C

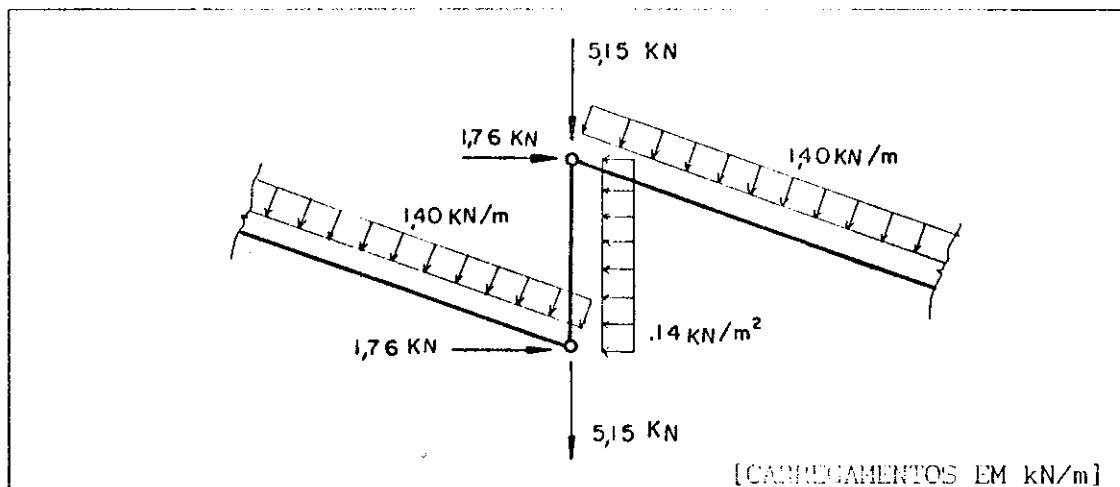


FIGURA B.16
 CARREGAMENTOS MÁXIMOS NA VIERENDEL PROVENIENTES DAS VIGAS DO SHED
 SOB AÇÃO DE VENTO E

As ações de vento D e F foram consideradas de menor importância, face às demais, para a obtenção dos carregamentos máximos de vento no pórtico transversal.

B.4. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO GALPÃO

B.4.1. PRELIMINARES

Os esforços na viga do shed foram obtidos facilmente, já que a mesma está simplesmente apoiada na vierendel.

Calculadas as reações de apoio máximas da viga do shed, provenientes dos carregamentos associados à ação permanente e às ações de vidas ao vento, os esforços no pórtico transversal foram obtidos com o auxílio de um programa de análise estática de uma estrutura, o SAP90 [24,25 e 26].

A notação e sentido dos esforços, para o pórtico transversal, foi tomada como a mesma do SAP90, e encontra-se ilustrada na *figura B.17*.

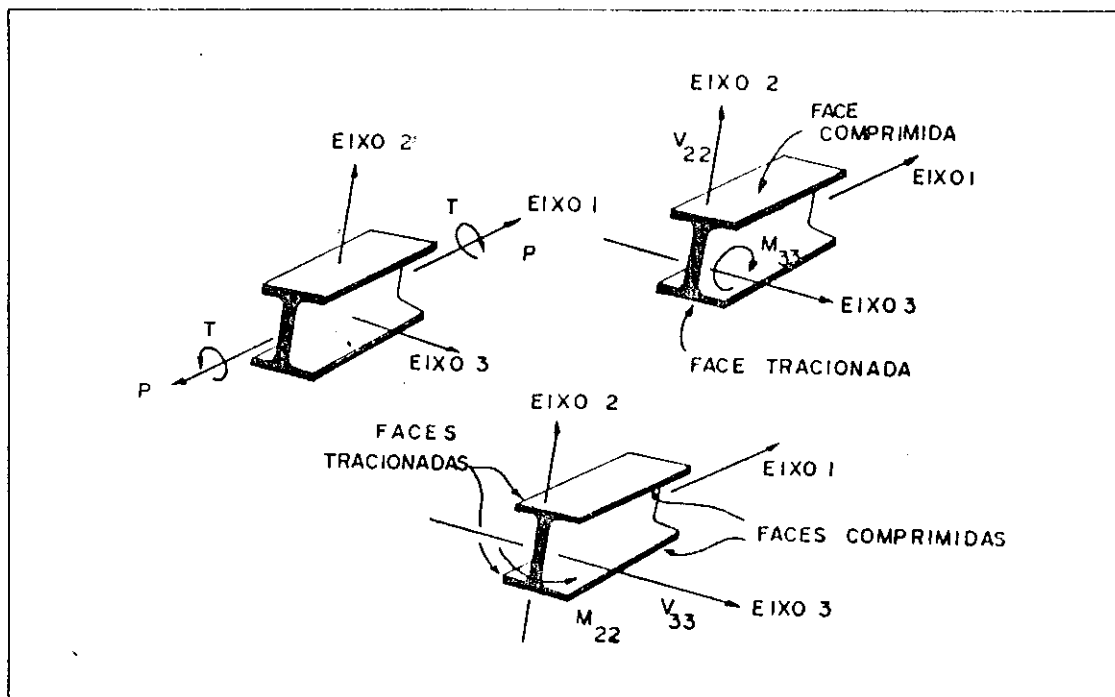


FIGURA B.17

DIREÇÃO E SENTIDO POSITIVOS DOS MOMENTOS FLETORES [M_{22} , M_{33}], MOMENTO TORÇOR [T], ESFORÇOS CORTANTES [V_{22} , V_{33}] E ESFORÇO AXIAL [P], EM RELAÇÃO AOS EIXOS LOCAIS 1,2,3.

Para a obtenção dos valores de cálculo dos esforços, na combinação das ações permanentes e variáveis, segundo a NBR 8681 [3], tomou-se combinação última normal de ações, ou seja:

$$F_d = 0,9 F_{G,K} + 1,4 F_{Q,K} \quad (\text{efeitos favoráveis de } F_{G,K})$$

$$F_d = 1,4 F_{G,K} + 1,4 F_{Q,K} \quad (\text{efeitos desfavoráveis de } F_{G,K})$$

Onde $F_{G,K}$ corresponde ao valor característico das ações permanentes e $F_{Q,K}$ ao valor característico das ações devidas variáveis.

Definido $F_{Q,K}$, esta ação, para o caso do exemplo proposto, representa às ações devidas ao vento. Correspondendo ora ao vento de sobrepressão (vento E - efeito favorável das ações permanentes), ora à ação de vento máximo de sucção (ventos A, B ou C - efeito desfavorável das ações permanentes).

B.4.2. CÁLCULO DOS ESFORÇOS NA VIGA DO SHED

B.4.2.1. Preliminares

A viga do shed esta simplesmente apoiada nos banzos superior e inferior da vierendel.

Os esforços para dimensionamento da viga do shed foram obtidos quando da atuação das seguintes ações:

- permanente mais sobrecarga
- vento máximo de sucção
- vento máximo de sobrepressão

Pela análise das ações de vento no pórtico longitudinal (*figuras 4.8 a 4.13*), concluiu-se que o vento máximo de sucção corresponde ao vento B e o vento máximo de sobrepressão ao Vento E.

Usou-se a seguinte notação para os esforços na viga do shed:

V_A = reação de apoio vertical da viga do shed no banzo superior da vierendel.

H_A = reação de apoio horizontal da viga do shed no banzo superior da vierendel.

V_B = reação de apoio vertical da viga do shed no banzo inferior da vierendel

H_B = reação de apoio horizontal da viga do shed no banço inferior da vierendel

M_{\max} = momento fletor máximo (meio do vão) na viga do shed

B.4.2.2. ESFORÇOS, NA VIGA DO SHED, DEVIDO À AÇÃO PERMANENTE MAIS SOBRECARGA

Todas as vigas do shed estão igualmente carregadas sob a ação permanente mais sobrecarga, conforme ilustra a *figura B.18*.

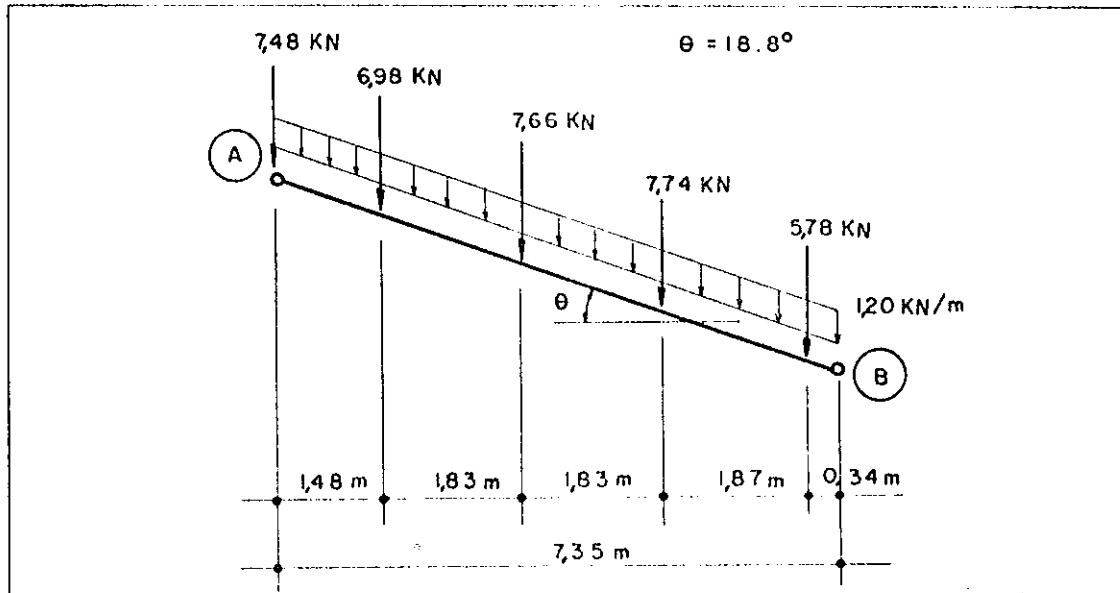


FIGURA B.18
CARREGAMENTO NA VIGA DO SHED DEVIDO A AÇÃO PERMANENTE MAIS SOBRECARGA

Com este carregamento, obteve-se:

$$V_A = 24,28 \text{ kN} \qquad H_A = 0 \text{ kN}$$

$$V_B = 20,20 \text{ kN} \qquad H_B = 0 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 36,28 \text{ kN.m (tração em baixo)}$$

B.4.2.3. ESFORÇOS, NA VIGA DO SHED, DEVIDO À AÇÃO DE VENTO B (SUCCÃO)

O carregamento máximo na viga do shed sob a ação do vento B é ilustrado na *figura B.19*.

Com este carregamento obteve-se:

$$V_A = 15,27 \text{ kN} \qquad H_A = 5,20 \text{ kN}$$

$$V_B = 15,27 \text{ kN} \qquad H_B = 5,20 \text{ kN}$$

$$M_{\text{máx}} = 31,34 \text{ KN.m (vento de sucção)}$$

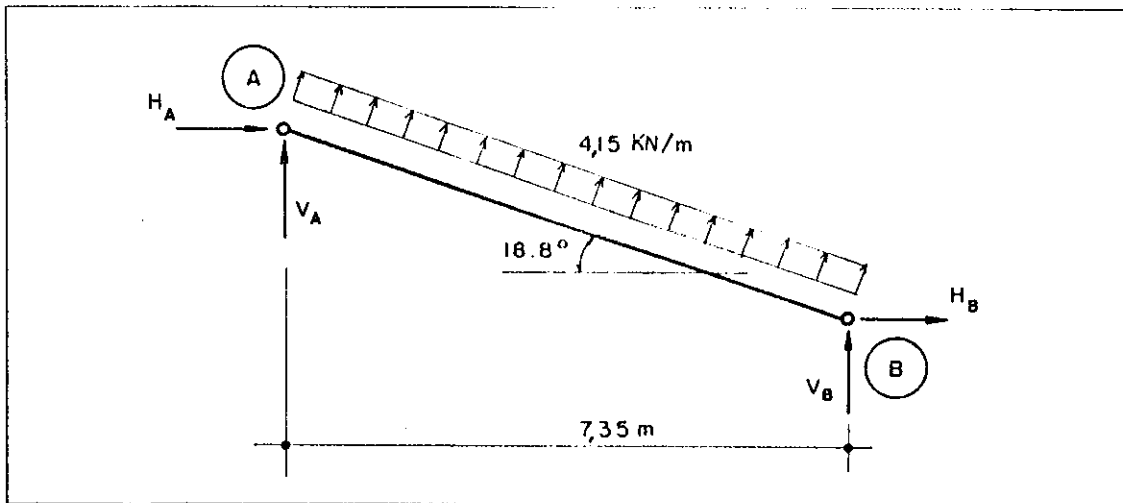


FIGURA B.19
CARREGAMENTO NA VIGA DO SHED DEVIDO A AÇÃO DE VENTO B

B.4.2.4. ESFORÇOS, NA VIGA DO SHED, DEVIDO À AÇÃO DE VENTO E (SOBREPRESSÃO)

O carregamento máximo na viga do shed sob ação de vento E é ilustrado na figura B.20.

Com este carregamento obteve-se:

$$\begin{aligned} V_A &= 5,15 \text{ KN} & H_A &= 1,76 \text{ KN} \\ V_B &= 5,15 \text{ KN} & H_B &= 1,76 \text{ KN} \\ M_{\text{máx}} &= 10,57 \text{ KN.m (vento de sobrepressão)} \end{aligned}$$

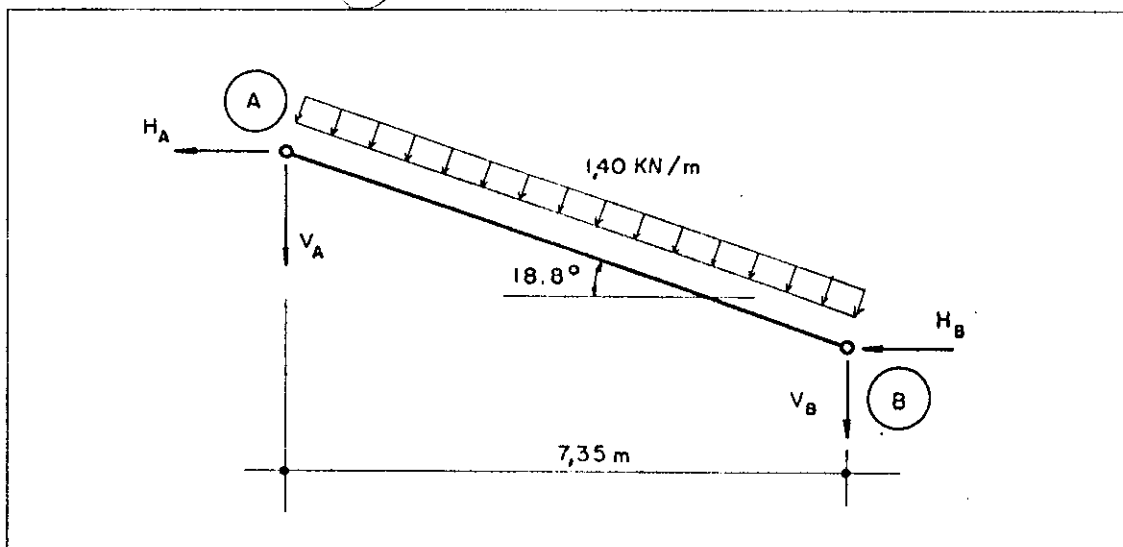


FIGURA B.20
CARREGAMENTO NA VIGA DO SHED DEVIDO A AÇÃO DE VENTO E

B.4.2.5. ESFORÇOS COMBINADOS, DE DIMENSIONAMENTO, PARA A VIGA DO SHED

De forma a obter-se os máximos valores para dimensionamento, a combinação dos esforços resultou nos valores da *Tabela B.1*.

Como definido anteriormente;

$M_{\text{máx}}$ = momento fletor máximo (meio do vão) na viga do shed.

V_A = reação de apoio vertical da viga do shed no banço superior da vierendel.

V_B = reação de apoio vertical da viga do shed no banço inferior da vierendel

	$M_{\text{máx}}$ [kN.m]	V_A [kN]	V_B [kN]
PERM	36,28	24,48	20,20
SUCÇ	-31,34	-15,27	-15,27
SOBR	10,57	5,15	5,15
COMB	65,59	41,48	35,49
	-11,23	0,66	-3,20

TABELA B.1

ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO PARA A VIGA DO SHED

B.4.3. CÁLCULO DOS ESFORÇOS NO PÓRTICO TRANSVERSAL- PILAR E VIERENDEL

B.4.3.1. Preliminares

Para a utilização do SAP 90 na obtenção dos esforços no pórtico transversal deve-se, como primeira providência, proceder-se a numeração dos nós e barras formadores deste pórtico (*fig. B.21*).

Julga-se que a descrição detalhada da utilização deste programa não se integra nos objetivos deste trabalho, sendo assim, eventuais dúvidas podem ser esclarecidas nas referências bibliográficas [19] e [20] deste trabalho.

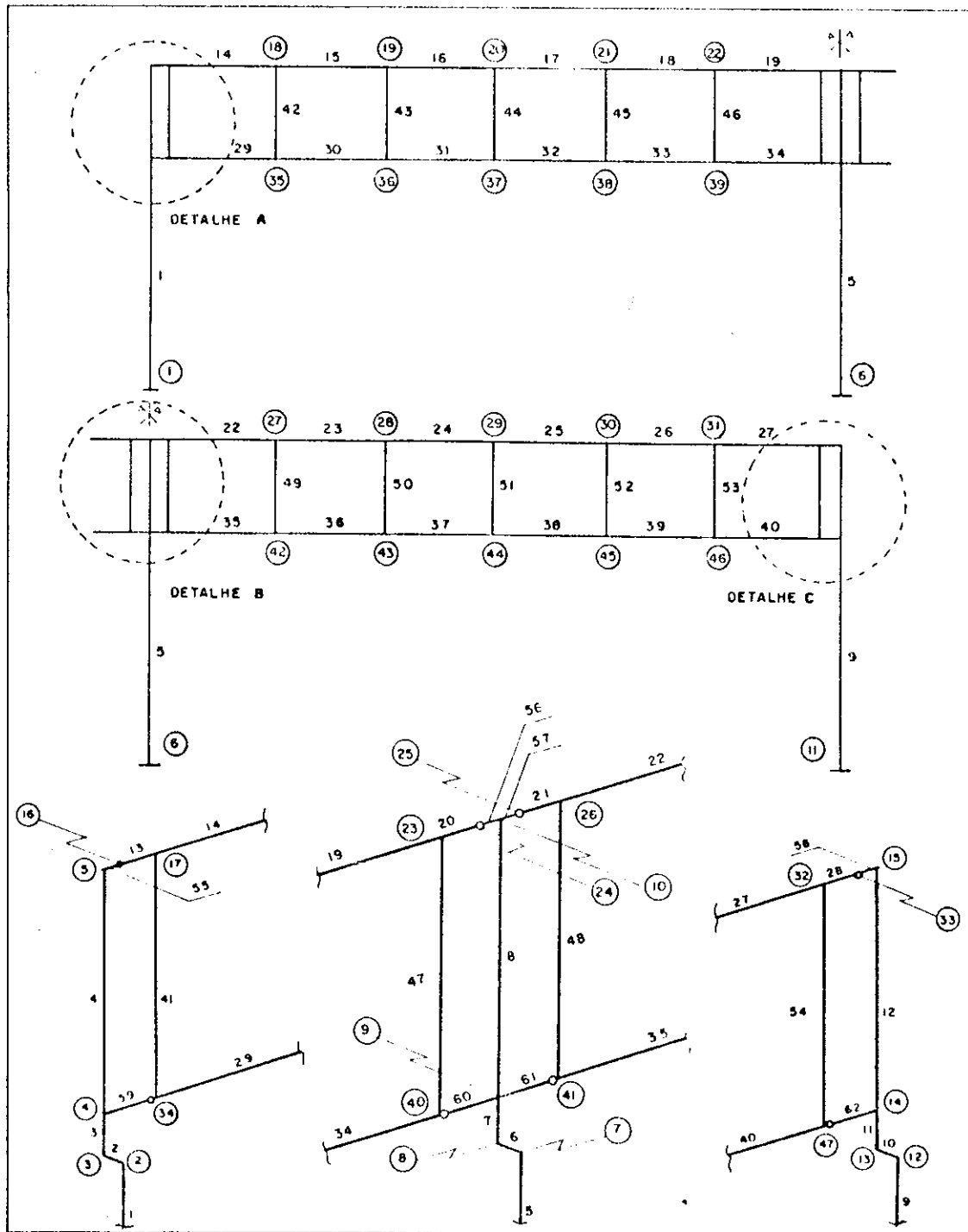


FIGURA B.21
 NUMERAÇÃO DOS NÓS E BARRAS DO PÓRTICO TRANSVERSAL

Para o dimensionamento, as barras da vierendel foram divididas em 10 grupos (figura B.22), tomando-se para cada grupo barras com esforços semelhantes e para esforço de dimensionamento do grupo o máximo dentre as barras do grupo.

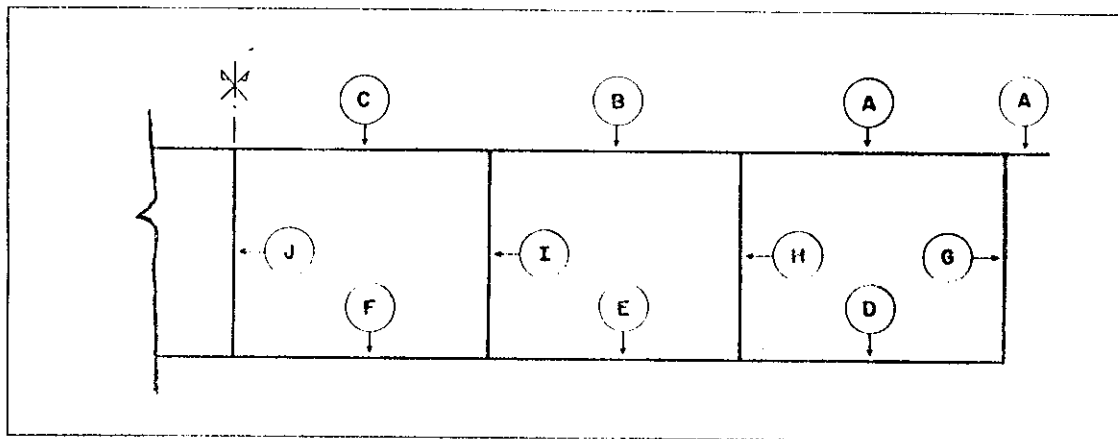


FIGURA B.22

DIVISÃO DAS BARRAS DA VIERENDEL EM GRUPOS

B.4.3.2. ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO, NO PÓRTICO TRANSVERSAL, DEVIDO À ATUAÇÃO DE AÇÕES, COMBINADAS, PERMANENTES E DEVIDAS AO VENTO.

Apresenta-se a seguir os esforços na vierendel e nos pilares, devidos aos carregamentos provenientes das ações permanentes combinadas com as máximas ações devidas ao vento (sobrepessão ou sucção). A notação dos esforços, como mencionado anteriormente, é a mesma do SAP90.

A. MOMENTOS FLETORES [kN.m] E ESFORÇOS NORMAIS [kN] NA VIERENDEL

BANZO SUPERIOR - BARRA 22 - GRUPO A							
NÓ 26	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 27	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	50,79	-0,33	-71,94	PERM	-35,27	0,60	-71,94
SUCÇ	-17,45	-0,03	29,39	SUCÇ	10,98	-4,36	29,39
SOBR	7,07	0,10	-7,53	SOBR	-4,41	1,85	-7,53
COMB	81,00	-0,18	-112,26	COMB	-55,56	3,43	-112,26

TABELA B.2

MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS NORMAIS NA VIERENDEL

BANZO SUPERIOR - BARRA 23 - GRUPO B							
NÓ 27	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 28	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	20,41	0	-127,66	PERM	-55,46	0,76	-127,66
SUCÇ	-8,60	-3,95	48,96	SUCÇ	21,45	-11,06	48,96
SOBR	3,49	1,81	-15,42	SOBR	-8,58	4,55	-15,42
COMB	33,46	2,54	-200,32	COMB	-89,66	7,44	-200,32
BANZO SUPERIOR - BARRA 26 - GRUPO B							
NÓ 30	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 31	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-55,46	0,75	-127,66	PERM	20,41	0	-127,66
SUCÇ	21,45	-11,37	48,96	SUCÇ	-8,60	-3,83	48,96
SOBR	-8,58	4,68	-15,42	SOBR	3,49	1,76	-15,42
COMB	-89,66	7,61	-200,32	COMB	33,46	2,47	-200,32
BANZO SUPERIOR - BARRA 27 - GRUPO A							
NÓ 31	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 32	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-35,27	0,59	-71,95	PERM	50,79	-0,33	-71,95
SUCÇ	10,98	-4,80	29,39	SUCÇ	-17,45	0,27	29,39
SOBR	-4,41	2,02	-7,53	SOBR	7,07	-0,03	-7,53
COMB	-55,56	3,66	-111,28	COMB	81,01	-0,51	-111,28
BANZO SUPERIOR - BARRA 24 - GRUPO C							
NÓ 28	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 29	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-22,15	0,46	-160,97	PERM	-29,86	0,28	-160,97
SUCÇ	9,62	-10,90	60,79	SUCÇ	9,49	-9,05	60,79
SOBR	-3,81	4,58	-20,19	SOBR	-3,81	3,95	-20,19
COMB	-29,07	7,05	-205,23	COMB	-52,00	6,07	-205,23

TABELA B.3

MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS NORMAIS NA VIERENDEL

BANZO SUPERIOR - BARRA 25 - GRUPO C							
NÓ 29	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 30	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-29,85	0,27	-160,97	PERM	-22,15	0,46	-160,97
SUCÇ	9,49	-9,31	60,79	SUCÇ	9,62	-10,79	60,79
SOBR	-3,81	4,06	-20,19	SOBR	-3,81	4,50	-20,19
COMB	-47,13	6,07	-253,63	COMB	-36,35	6,95	-253,63
BANZO INFERIOR - BARRA 37 - GRUPO F							
NÓ 43	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 44	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-21,46	-0,13	160,90	PERM	-29,44	0,05	160,90
SUCÇ	9,49	-9,89	-54,96	SUCÇ	9,63	-9,29	-54,96
SOBR	-3,81	4,32	22,19	SOBR	-3,81	4,00	22,19
COMB	-25,27	5,94	256,33	COMB	-46,55	5,67	256,33
BANZO INFERIOR - BARRA 38 - GRUPO F							
NÓ 44	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 45	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-29,43	0,06	160,90	PERM	-21,46	-0,14	160,90
SUCÇ	9,63	-9,03	-54,96	SUCÇ	9,49	-10,18	-54,96
SOBR	-3,81	3,89	22,19	SOBR	-3,81	4,45	22,19
COMB	-46,54	5,53	256,33	COMB	-35,38	6,11	256,33
BANZO INFERIOR - BARRA 35 - GRUPO D							
NÓ 41	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 42	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	69,59	0,70	71,87	PERM	-35,27	-0,28	71,87
SUCÇ	-22,81	-0,47	-23,56	SUCÇ	11,12	-3,85	-23,56
SOBR	9,23	0,57	9,56	SOBR	-4,43	0,80	9,56
COMB	110,35	1,78	114,01	COMB	-55,58	0,87	114,01

TABELA B.4

MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS NORMAIS NA VIERENDEL

BANZO INFERIOR - BARRA 36 - GRUPO E							
NÓ 42	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 43	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	20,50	0,34	127,59	PERM	-54,76	-0,44	127,59
SUCÇ	-8,46	-4,26	-43,13	SUCÇ	21,32	-9,82	-43,13
SOBR	3,47	1,81	17,43	SOBR	-8,58	4,36	17,43
COMB	33,56	3,01	203,03	COMB	-88,57	5,71	203,03
BANZO INFERIOR - BARRA 39 - GRUPO E							
NÓ 45	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 46	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-54,77	-0,43	127,59	PERM	20,49	0,34	127,59
SUCÇ	21,32	-9,60	-43,13	SUCÇ	-8,46	-4,56	-43,13
SOBR	-8,58	4,27	17,42	SOBR	3,47	1,93	17,42
COMB	-88,69	5,59	203,02	COMB	33,55	3,18	203,02
BANZO INFERIOR - BARRA 40 - GRUPO D							
NÓ 46	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 47	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-35,26	-0,27	71,88	PERM	69,59	0,69	71,88
SUCÇ	11,14	-3,43	-23,78	SUCÇ	-23,01	0,23	-23,78
SOBR	-4,43	1,66	9,53	SOBR	9,22	0,32	9,53
COMB	-55,57	2,09	113,97	COMB	110,34	1,42	113,97
MONTANTES EXTERNOS - BARRA 48 - GRUPO G							
NÓ 41	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 26	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-69,59	1,24	41,50	PERM	79,68	-1,05	41,50
SUCÇ	23,01	-1,54	-12,24	SUCÇ	-26,18	1,59	-12,24
SOBR	-9,23	0,12	4,89	SOBR	10,49	-0,07	4,89
COMB	-110,35	1,91	64,95	COMB	126,24	-1,57	64,95

TABELA B.5

MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS NORMAIS NA VIERENDEL

MONTANTES INTERNOS - BARRA 49 - GRUPO II							
NÓ 42	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 27	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-55,76	0,37	-2,37	PERM	55,68	0,25	-2,37
SUCÇ	19,74	-0,42	0,82	SUCÇ	-19,73	-0,06	0,82
SOBR	-7,90	0,07	-0,33	SOBR	7,90	0,10	-0,33
COMB	-89,13	0,62	-3,78	COMB	89,02	0,49	-3,78
MONTANTES INTERNOS - BARRA 50 - GRUPO I							
NÓ 43	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 28	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-33,31	1,22	-1,30	PERM	33,32	0,41	-1,30
SUCÇ	11,83	-0,20	2,37	SUCÇ	-11,83	-0,66	2,37
SOBR	-4,77	0,32	0	SOBR	4,77	0,11	0
COMB	-53,32	2,16	-1,82	COMB	53,33	0,73	-1,82
MONTANTE INTERNO - BARRA 51 - GRUPO J							
NÓ 44	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 29	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	0	0,36	0,44	PERM	0	0,68	0,44
SUCÇ	0	-0,09	0,12	SUCÇ	0	-0,63	0,12
SOBR	0	0,10	0	SOBR	0	0,18	0
COMB	0	0,65	0,62	COMB	0	1,21	0,62

TABELA B.6

MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS NORMAIS NA VIERENDEL

B. ESFORÇOS CORTANTES [kN] NA VIERENDEL

GRUPO A - BARRA 22			GRUPO B - BARRA 23		
NÓ 26	V ₂₂	V ₃₃	NÓ 27	V ₂₂	V ₃₃
PERM	-38,49	0,39	PERM	-34,65	0,34
SUCÇ	12,08	-2,13	SUCÇ	12,90	-3,33
SOBR	-4,83	0,85	SOBR	-5,16	1,29
COMB	-60,65	-2,63	COMB	-55,74	-4,36
GRUPO C - BARRA 24			GRUPO D - BARRA 35		
NÓ 28	V ₂₂	V ₃₃	NÓ 41	V ₂₂	V ₃₃
PERM	-5,52	-0,08	PERM	-45,89	-0,39
SUCÇ	-0,06	1,46	SUCÇ	13,69	2,04
SOBR	0	-0,38	SOBR	-5,47	0,80
COMB	-7,82	1,99	COMB	-71,91	2,50
GRUPO E - BARRA 36			GRUPO F - BARRA 37		
NÓ 42	V ₂₂	V ₃₃	NÓ 43	V ₂₂	V ₃₃
PERM	-35,79	-0,34	PERM	-7,04	0,08
SUCÇ	12,87	-2,68	SUCÇ	0,06	1,73
SOBR	-5,15	1,20	SOBR	0	-0,25
COMB	-57,32	-4,23	COMB	-9,86	2,52
GRUPO G - BARRA 48			GRUPO H - BARRA 49		
NÓ 41	V ₂₂	V ₃₃	NÓ 42	V ₂₂	V ₃₃
PERM	74,50	-1,15	PERM	55,72	-0,06
SUCÇ	-24,55	2,36	SUCÇ	-19,74	1,23
SOBR	9,84	-0,25	SOBR	7,90	-0,20
COMB	118,08	2,27	COMB	89,07	1,67

TABELA B.7

ESFORÇOS CORTANTES NA VIERENDEL

GRUPO I - BARRA 50			GRUPO J - BARRA 51		
NÓ 43	V ₂₂	V ₃₃	NÓ 44	V ₂₂	V ₃₃
PERM	33,31	-0,41	PERM	0	0,16
SUCÇ	-11,93	1,31	SUCÇ	0	-1,15
SOBR	4,77	-0,32	SOBR	0	0,25
COMB	53,32	1,47	COMB	0	-1,47

TABELA B.8

ESFORÇOS CORTANTES NA VIERENDEL

C. MOMENTOS TORSORES [kN.m] NA VIERENDEL

GRUPO A-BARRA 22		GRUPO B-BARRA 23		GRUPO C-BARRA 24		GRUPO D-BARRA 35	
NÓ 26	T[kN.m]	NÓ 27	T[kN.m]	NÓ 28	T[kN.m]	NÓ 41	T[kN.m]
PERM	1,00	PERM	0,76	PERM	0,35	PERM	1,29
SUCÇ	-1,21	SUCÇ	-1,47	SUCÇ	-1,36	SUCÇ	-1,58
SOBR	0,07	SOBR	-0,04	SOBR	-0,15	SOBR	0,12
COMB	1,50	COMB	1,37	COMB	1,59	COMB	1,97

GRUPO E-BARRA 36		GRUPO F-BARRA 37		GRUPO G-BARRA 48		GRUPO H-BARRA 49	
NÓ 42	T[kN.c]	NÓ 43	T[kN.m]	NÓ 44	T[kN.m]	NÓ 42	T[kN.m]
PERM	1,65	PERM	-0,17	PERM	-0,78	PERM	-0,62
SUCÇ	-2,01	SUCÇ	-1,05	SUCÇ	0,91	SUCÇ	0,87
SOBR	0,19	SOBR	-0,28	SOBR	-0,08	SOBR	-0,05
COMB	2,58	COMB	-1,71	COMB	-1,21	COMB	-0,94

TABELA B.9

MOMENTOS TORÇORES NA VIERENDEL

GRUPO I-BARRA 50		GRUPO J-BARRA 51	
NÓ 43	T[kN.m]	NÓ 44	T[kN.m]
PERM	-0,31	PERM	-0,005
SUCÇ	0,64	SUCÇ	0,57
SOBR	0,03	SOBR	0,11
COMB	-0,48	COMB	0,79

TABELA B.10
MOMENTOS TORÇORES NA VIERENDEL

D. MOMENTOS FLETORES [kN.m] E ESFORÇOS NORMAIS [kN] PARA O PILAR

PILAR SUPERIOR - BARRA 12/4 - SUCÇÃO VENTO C							
NÓ 4	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 5	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-6,17	-3,01	-114,00	PERM	-6,02	0	-11,40
SUCÇ	-0,69	3,71	38,65	SUCÇ	-0,97	0	38,65
SOBR	-3,26	-5,67	-15,46	SOBR	0,59	0	-15,46
COMB	-13,21	-12,16	-182,09	COMB	-7,61	0	-182,09

PILAR SUPERIOR - BARRA 12/4 - SUCÇÃO VENTO B							
NÓ 4	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 5	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-6,17	-3,01	-114,60	PERM	-6,02	0	-114,60
SUCÇ	-7,36	16,59	40,82	SUCÇ	0,59	0	40,82
SOBR	-3,28	-5,67	-15,46	SOBR	-0,38	0	-15,46
COMB	-18,95	-19,02	-103,29	COMB	-7,61	0	-103,29

TABELA B.11
MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS NORMAIS PARA O PILAR

PILAR SUPERIOR - BARRA 8 - SUCÇÃO VENTO C							
NÓ	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-1,43	-6,12	-201,80	PERM	-2,68	0	-201,80
SUCÇ	7,18	8,08	64,40	SUCÇ	1,42	0	64,40
SOBR	-0,28	-5,66	-25,75	SOBR	-0,58	0	-25,75
COMB	-2,40	-16,50	-318,57	COMB	-4,57	0	-318,57

PILAR SUPERIOR - BARRA 8 - SUCÇÃO VENTO B							
NÓ	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-1,43	-6,12	-201,80	PERM	-2,68	0	-201,80
SUCÇ	0,98	17,52	66,38	SUCÇ	1,70	0	66,38
SOBR	-0,28	-5,66	-25,75	SOBR	-0,58	0	-25,75
COMB	-0,63	15,96	-189,59	COMB	-1,38	0	-189,59

PILAR INFERIOR - BARRA 1/9 - SUCÇÃO VENTO B							
NÓ 1	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 2	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-3,09	2,05	-152,95	PERM	1,74	2,06	-152,95
SUCÇ	-18,79	87,86	51,13	SUCÇ	9,77	15,34	51,13
SOBR	-6,13	-35,77	-20,60	SOBR	2,25	-5,32	-20,60
COMB	-30,64	125,88	-142,55	COMB	16,12	24,36	-142,55

PILAR INFERIOR - BARRA 1/9 - SUCÇÃO VENTO C							
NÓ 1	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 2	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-3,09	2,05	-152,95	PERM	1,74	2,06	-152,95
SUCÇ	43,72	32,50	51,52	SUCÇ	1,32	2,53	52,52
SOBR	-6,13	-35,77	-20,60	SOBR	2,25	5,32	-20,60
COMB	56,89	48,37	-142,55	COMB	4,29	6,43	-142,55

TABELA B.12

NOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS NORMAIS PARA O PILAR

PILAR INFERIOR - BARRA 5 - SUCCÃO VENTO C							
NÓ 6	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 7	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-0,11	4,19	-240,15	PERM	-4,43	4,18	-240,15
SUCÇ	29,46	2,61	77,28	SUCÇ	9,27	5,13	77,28
SOBR	-0,02	-41,25	-30,90	SOBR	-1,05	-4,76	-30,90
COMB	41,09	9,52	-228,86	COMB	-6,78	13,04	-228,86

PILAR INFERIOR - BARRA 5 - SUCCÃO VENTO B							
NÓ 6	M ₃₃	M ₂₂	P	NÓ 7	M ₃₃	M ₂₂	P
PERM	-0,11	4,19	-240,15	PERM	-4,43	4,18	-240,15
SUCÇ	-0,02	99,48	76,68	SUCÇ	2,51	14,90	76,68
SOBR	-0,02	-41,25	-30,90	SOBR	-1,05	-4,76	-30,90
COMB	0,19	145,14	-228,86	COMB	-2,69	26,72	-228,86

TABELA B.13
MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS NORMAIS PARA O PILAR

E. ESFORÇOS CORTANTES [kN] NO PILAR

	BARRA 1		BARRA 5		BARRA 4		BARRA 8	
	V ₂₂	V ₃₃	V ₂₂	V ₃₃	V ₂₂	V ₃₃	V ₂₂	V ₃₃
PERMANENTE	0,69	0	-0,62	0	0,69	1,50	-0,62	3,06
VENTO A	10,56	-1,33	0,29	4,10	-6,19	1,34	0,29	-0,65
VENTO B	10,56	-10,36	0,37	-12,09	-6,19	-8,26	0,37	-8,76
VENTO C	-10,61	-4,28	-2,88	0,37	1,16	-1,85	-2,88	-4,04
VENTO E	3,13	4,36	-0,15	5,22	-1,85	2,82	-0,15	2,83
PER + VE A	15,75	-1,87	-0,16	5,74	-8,05	3,98	-0,16	1,85
PER + VE B	18,85	-14,50	-0,04	-16,93	-8,05	-10,22	-0,04	-9,51
PER + VE C	-14,24	-6,00	-4,90	0,52	2,59	-1,24	-4,90	-2,91
PER + VE E	5,35	6,11	-1,08	7,31	-1,97	6,05	-1,08	8,25

TABELA B.14
ESFORÇOS CORTANTES NO PILAR

B.5. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS DO GALPÃO

B.5.1. PRELIMINARES

Obtidas as ações atuantes no galpão e os respectivos esforços, nos elementos estruturais, resultantes da combinação destas ações, procedeu-se, então, o dimensionamento de cada elemento estrutural pré-moldado constituinte do galpão.

B.5.2. DIMENSIONAMENTO DA VIGA DO SHED

B.5.2.1. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

Tem-se:

- . $M_d = 65,59 \text{ kN.m}$
- . $M = 46,85 \text{ kN.m}$
- . $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- . Aço CA 50B
- . Cobrimento de 2 cm

Com as características de carregamento e dos materiais indicadas acima e considerando-se uma seção transversal de 18,0 cm de largura por 35,0 cm de altura para a viga do shed, obteve-se:

$$A_s = 10,56 \text{ cm}^2 ; \quad \text{armadura longitudinal distribuída} \\ (6\phi 12.5 + 4\phi 10.0) \quad \text{paralelamente aos dois lados menores da viga do shed.}$$

B.5.2.2. DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO

Tem-se:

- . $V_d = 41,48 \text{ kN}$
- . $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- . Armadura longitudinal tracionada = $5,35 \text{ cm}^2$

$$\cdot \left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\text{mínima}} = 0.07 b_w [\text{cm}^2/\text{m}] \text{ p/face}$$

$$\left[\frac{\Lambda_{sw}}{s} \right]_{\text{mínima}} = 0,07 \times 18 = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m} , \text{ p/ face}$$

$$\cdot \left[\frac{\Lambda_{sw}}{s} \right]_{\text{adotada}} = \phi 5,0 \text{ c/ } 15 \text{ cm} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ p/ face}$$

$$\cdot \rho_1 = 0,01019$$

$$\cdot \psi_1 = 0,38$$

$$\cdot \tau_c = \psi_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,597 \text{ MPa}$$

$$\cdot \tau_{wu} = 0,25 f_{cd} = 4,464 \text{ MPa} \leq 5,5 \text{ MPa}$$

$$\cdot \tau_{wd} = V_d / b_w \cdot d = 0,70 \text{ MPa} \leq \tau_{wu} \quad (O.K)$$

$$\cdot \tau_{wd_{\text{máx}}} = \left[\frac{f_{yd}}{50 b} \left[\frac{\Lambda_{sw}}{s} \right]_{\text{ad}} + \tau_c \right] \frac{1}{1,15} = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\cdot \tau_{wd} < \tau_{wd_{\text{máx}}} \Rightarrow \left[\frac{\Lambda_{sw}}{s} \right] = \left[\frac{\Lambda_{sw}}{s} \right]_{\text{ad}}$$

$$\text{Resultando, finalmente: } \left[\frac{\Lambda_{sw}}{s} \right] = \phi 5,0 \text{ c/ } 15,0 \text{ cm}$$

B.5.2.3. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE FISSURAÇÃO

Com $\psi_2 = 0,2$ (combinação frequente de ações), na seção mais solicitada, tem-se:

$$M_{\text{perm}} = 36,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{vento}} = 10,57 \text{ kN.m}$$

$$\Lambda_s = 5,35 \text{ cm}^2$$

$$\Lambda'_s = 5,35 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 15 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 30,7 \text{ cm}$$

$$d' = 4,3 \text{ cm}$$

$$E_s = 210.000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 31.907 \text{ MPa}$$

$$\alpha = E_s/E_c = 6,58$$

A. Posição da Linha Neutra no Estádio II (x)

Para o caso em questão, flexão simples e armadura dupla, tem-se:

$$x = \frac{-\alpha}{b_w} \left[A_s + A'_s \right] + \left\{ \left[\alpha \frac{(A_s + A'_s)}{b_w} \right]^2 + \frac{2\alpha}{b_w} \left[d \cdot A_s + d' \cdot A'_s \right] \right\}^{1/2}$$

Obteve-se:

$$\underline{\underline{x = 8,96 \text{ cm}}}$$

B. Momento de Inércia da Seção Homogeneizada no estágio II (I)

Para o caso em questão, armadura dupla e flexão simples:

$$I = b_w \frac{x^3}{3} + \alpha \cdot A_s \cdot (d - x)^2 + \alpha \cdot A'_s \cdot (x - d')^2$$

Obteve-se:

$$\underline{\underline{I = 20.999 \text{ cm}^4}}$$

C. Tensão na Armadura Tracionada (σ_s)

Para o caso em questão, tem-se:

$$\sigma_s = \alpha \frac{M_{perm} + \psi_2 \cdot M_{vento}}{I} \cdot (d - x)$$

Resultando:

$$\underline{\underline{\sigma_s = 261,5 \text{ MPa}}}$$

D. Verificação

Pela NBR 6118 [2] e considerando-se, para o caso em questão, peças não protegidas em meio não agressivo, a fissuração se manterá em limites aceitáveis se uma das equações abaixo for satisfeita:

$$(1) \quad \frac{\phi}{2\eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \left[\frac{1}{\rho_r} + 45 \right] < 2,0$$

$$(2) \quad \frac{\phi}{2\eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3\sigma_s}{f_{tk}} < 2,0$$

Com os valores anteriormente obtidos e os valores abaixo:

$$\eta_b = 1,5$$

$$\rho_r = \frac{A_s}{0,25 \cdot b_w \cdot h} = 0,04076$$

$$f_{tk} = 0,7 + 0,006 f_{ck} = 2,45 \text{ MPa}$$

$$\phi = 12,5 \text{ mm}$$

Obleve-se:

$$(1) = 0,99 < 2,0 \quad (\text{O.K. !})$$

B.5.2.4. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO

A. Flecha Imediata (a_o)

A viga do shed está sujeita a carregamentos permanentes distribuídos e concentrados, desta forma pode-se definir:

$$a_o = a_{o,distr} + \sum_1^n a_{o,conc}$$

Onde:

$a_{o,distr}$ = flecha imediata, na viga do shed, devido ao carregamento distribuído.

$a_{o,conc}$ = flecha imediata, na viga do shed, devido aos carregamentos concentrados.

$$a_{o,distr} = \frac{p \cdot l^4 \cdot \gamma}{24 \cdot E_c \cdot I} (\gamma^3 - 3\gamma^2 + 1)$$

$$a_{o,conc} = \frac{P \cdot b \cdot \gamma}{6 \cdot E_c \cdot I \cdot l} (l^2 - b^2 - \gamma^2), \quad \text{para } \gamma < c$$

$$a_{o,conc} = \frac{P \cdot c (1 - \gamma)}{6 \cdot E_c \cdot I \cdot l} (2 \cdot l \cdot \gamma - c^2 - \gamma^2), \quad \text{para } \gamma > c$$

Onde:

p = carregamento distribuído

P = carregamento concentrado

l = vão da viga do shed

γ = distância do apoio esquerdo da viga até o ponto de cálculo da deformação.

c = distância do apoio esquerdo da viga até o ponto de aplicação do carregamento concentrado em questão.

$$b = l - c$$

Com $\gamma = 4,04$ m (ponto de "flecha" máxima coincidente com o ponto de aplicação de $P = 7,66$ kN), obteve-se:

$$\underline{\underline{a_o = 2,27 \text{ cm}}}$$

B. Flecha Final (a_∞)

Segundo Lauro Modesto dos Santos [21], a flecha final pode ser estimada, a partir da flecha imediata, por:

$$a_\infty = k (a_o)$$

$$K = 2 \beta_x + 1$$

$$\beta_x = x/d$$

Com os valores anteriores, obteve-se:

$$\beta_x = 0,2918$$

$$K = 1,5837$$

Resultando, finalmente:

$$\underline{\underline{a_\infty = 3,6 \text{ cm}}}$$

C. Verificação da Flecha

Segundo a NBR 9062 [4], deve-se ter:

$$a_{\infty} \leq \frac{l}{200}$$

Portanto:

$$\frac{l}{200} = \frac{735}{200} = 3,68 \text{ cm} \geq a_{\infty} \quad (\text{O.K. !})$$

B.5.3. DIMENSIONAMENTO DA VIERENDEL

B.5.3.1. PRELIMINARES

O dimensionamento inicial da vierendel teve por base as seções anteriormente propostas. Prevendo-se um melhor alojamento das armaduras e uma armação menos "pesada", achou-se por bem a alteração das dimensões das seções dos banzos e dos montantes. Deste ponto em diante, todo o dimensionamento restante da vierendel terá por base estas novas dimensões.

Para o dimensionamento, à flexão composta, utilizou-se os ábacos de Montoya [17] e Venturini [23].

A combinação de esforços de cálculo mais desfavorável para cada grupo de barras da vierendel, definidos anteriormente, foi tomada para dimensionamento.

A armadura longitudinal final da vierendel será obtida pela soma das armaduras de flexão e torção.

A armadura transversal final será obtida pela soma das armaduras de cisalhamento e de torção, desde que seja respeitada a seguinte condição:

$$K = \frac{\tau_{wd}}{\tau_{wu}} + \frac{\tau_{td}}{\tau_{tu}} \leq 1,0$$

Com os valores de τ_{wd} e τ_{wu} obtidos no dimensionamento ao cisalhamento, e τ_{td} e τ_{tu} no dimensionamento à torção.

Em virtude da insignificância dos esforços cortantes no plano 1-3 (V_{33}) em relação aos do plano 1-2, julgou-se desnecessário o dimensionamento ao cisalhamento em relação a este plano; considerando-se, então, que a armadura transversal obtida no dimensionamento em relação ao plano 1-2, será suficiente para "resistir" aos esforços no plano 1-3.

B.5.3.2. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO - Armadura de flexão (A_{sf})

GRUPO	$M_{33,d}$ [kN.m]	$M_{22,d}$ [kN.m]	P_d [kN]	SEÇÃO [cm/cm]	A_{sf} [cm ²]
A	81,00	-0,18	-112,26	15/50	12,32
				18/50	11,8
B	-89,66	7,61	-200,32	15/50	14,8
				18/50	14,8
C	-47,14	5,93	-253,63	15/50	1,60
				18/50	1,9
D	110,35	1,78	114,01	15/50	15,4
				18/50	15,5
E	-88,69	5,59	203,02	15/50	15,40
				18/50	14,8
F	-46,55	5,67	256,33	15/50	11,40
				18/50	11,1
G	126,24	-1,57	64,95	15/40	17,00
				18/50	16,6
H	-89,13	0,62	-3,78	15/30	20,5
				15/40	14,80
I	-53,33	1,82	-1,82	15/30	11,10
				18/40	8,9
J	0	1,21	0,62	15/30	3,6
				18/30	4,3

TABELA B.15

DIMENSIONAMENTO DA VIERENDEL À FLEXÃO COMPOSTA

B.5.3.3. DIMENSIONAMENTO À TORÇÃO - Armadura Transversal (A_{90})
 Armadura Longitudinal (A_{st})

GRUPO	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
T_d [kN. cm]	150	-138	-159	198	258	-171	-120	-94	-48	79
b_w / h [cm/cm]	18/50	18/50	18/50	18/55	18/55	18/55	18/55	18/45	18/40	18/30
b_s / h_s [cm/cm]	12/44	12/44	12/44	12/49	12/49	12/49	12/49	12/39	12/34	12/24
A_e [cm ²]	528	528	528	588	588	588	588	468	408	288
h_e [cm]	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
τ_{td} [MPa]	0,59	0,54	0,63	0,78	0,102	0,67	0,48	0,31	0,15	0,25
τ_{tu} [MPa]	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93
u [cm]	112	112	112	112	112	112	112	92	92	72
$\frac{T_d}{2A_e \cdot f_{yd}}$ [cm]	0,326 $\times 10^{-2}$	0,299 $\times 10^{-2}$	0,345 $\times 10^{-2}$	0,430 $\times 10^{-2}$	0,561 $\times 10^{-2}$	0,371 $\times 10^{-2}$	0,262 $\times 10^{-2}$	0,264 $\times 10^{-2}$	0,134 $\times 10^{-2}$	0,316 $\times 10^{-2}$
A_{90} [cm ²]	0,16	0,15	0,17	0,22	0,28	0,18	0,13	0,13	0,07	0,16
A_{st} [cm ²]	0,36	0,34	0,39	0,48	0,63	0,42	0,29	0,30	0,15	0,35

TABELA B.16

ARMADURA LONGITUDINAL (A_{st}) E TRANSVERSAL (A_{90}) DE TORÇÃO

B.5.3.4. DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO

Armadura de Cisalhamento (A_{sw}/s)

GRUPO	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
$V_{22,d}$ [kN]	-60,6	55,74	-7,82	-71,9	-57,3	-9,36	118,1	89,07	53,32	0
P_d [kN]	112,3	200,3	253,6	114,1	203,1	256,3	64,95	-3,78	-1,82	0,62
b_w/d [cm/cm]	18/50	18/50	18/50	18,50	18/50	18/50	18/50	18/40	18/40	18/30
A_s (TR) [cm ²]	6,25	7,75	3,75	8,5	8,5	6,25	8,5	6,25	6,25	2,5
ρ_1	0,007	0,009	0,004	0,009	0,009	0,007	0,009	0,009	0,009	0,005
ψ_1	0,330	0,360	0,285	0,360	0,360	0,330	0,360	0,360	0,360	0,300
$\sigma_{cm,d}$ [MPa]	1,25	2,23	2,82	-	-	-	-	0,053	0,026	-
$\sigma_{tm,d}$ [MPa]	-	-	-	1,27	2,26	2,85	0,72	-	-	0,011
τ_{wu} [MPa]	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46
τ_{wd} [MPa]	0,73	0,67	0,1	0,87	0,69	0,12	1,43	1,37	0,82	-
τ_c [MPa]	0,60	0,72	0,60	0,31	0,11	-	0,42	0,57	0,57	0,47
$\tau_{wd,max}$ [MPa]	1,08	1,19	1,08	0,83	0,65	0,56	0,93	1,06	1,05	0,97
A_{sw}/s p/face [cm ² /m]	0,50	0,11	-	1,43	1,43	-	2,52	2,09	0,78	-

TABELA B.17

ARMADURA DE CISALHAMENTO PARA A VIERENDEL

B.5.3.5. ARMADURA LONGITUDINAL (A_{sl}) E TRANSVERSAL (A_{st}), FINAIS

GRUPO	$M_{33,d}$ [kN.m]	$M_{22,d}$ [kN.m]	P_d [kN]	SEÇÃO [cm/cm]	A_{sf} [cm ²]	A_{sto} [cm ²]	A_{sl} [cm ²]	BITOLAS ESCOLHIDAS
A	81,0	-0,18	-112,3	18/50	11,8	0,36	12,2	8 ϕ 16.0
B	-89,9	7,6	-200,3	18/50	14,8	0,34	15,2	8 ϕ 16.0
C	-47,1	5,9	-253,6	18/50	1,9	0,39	2,3	6 ϕ 12.5
D	110,4	1,8	114,1	18/50	15,5	0,48	16,0	8 ϕ 16.0
E	-88,7	5,6	203,1	18/50	14,8	0,63	15,4	8 ϕ 16.0
F	-46,6	5,7	256,4	18/50	11,1	0,42	11,5	4 ϕ 16.0+4 ϕ 12.5
G	126,2	-1,6	64,9	18/50	16,6	0,29	15,9	8 ϕ 16.0
H	-89,2	0,6	-3,8	15/40	14,8	0,30	15,1	8 ϕ 16.0
I	-53,3	1,8	-1,8	18/40	8,9	0,15	9,1	8 ϕ 12.5
J	0	1,2	0,62	18/30	4,3	0,35	4,65	4 ϕ 12.5

TABELA B.18
ARMADURA LONGITUDINAL (A_{sl}) PARA A VIERENDEL

[*] em [cm²/m , por face]

GRUPO	$V_{22,d}$ [kN]	P_d [kN]	SEÇÃO [cm/cm]	A_{sw} [*]	A_{90} [*]	A_{st} [*]	BITOLAS ESCOLHIDAS
A	-60,65	-112,3	18/50	0,50	0,16	0,70	ϕ 5.0 c/ 15
B	55,74	-200,3	18/50	0,11	0,15	0,26	ϕ 5.0 c/ 15
C	-7,82	-253,6	18/50	-	0,17	0,17	ϕ 5.0 c/ 15
D	-71,91	114,1	18/50	1,43	0,22	1,65	ϕ 5.0 c/ 12
E	-57,32	203,1	18/50	1,43	0,28	1,71	ϕ 5.0 c/ 12
F	-9,36	256,4	18/50	-	0,18	0,18	ϕ 5.0 c/ 15
G	118,08	64,9	18/50	2,52	0,13	2,65	ϕ 6.3 c/ 12
H	89,07	-3,8	15/40	2,09	0,13	2,22	ϕ 6.3 c/ 14
I	53,32	-1,8	18/40	0,78	0,07	0,85	ϕ 5.0 c/ 15
J	0	0,62	18/30	-	0,16	0,16	ϕ 5.0 c/ 15

TABELA B.19
ARMADURA TRANSVERSAL PARA A VIERENDEL

B.5.3.6. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE FISSURAÇÃO

Observando-se a tabela de esforços da vigerdel, podem ser seleccionadas as seguintes solicitações para verificação do Estado Limite de fissuração:

$$\begin{aligned} \text{GRUPO E} & \left\{ \begin{array}{l} M_{33, \text{perm}} = -54,77 \text{ kN.m} ; \quad M_{33, \text{vento}} = -8,58 \text{ kN.m} \\ P_{\text{perm}} = 127,59 \text{ kN} \quad ; \quad P_{\text{vento}} = 17,43 \text{ kN} \end{array} \right. \\ \\ \text{GRUPO G} & \left\{ \begin{array}{l} M_{33, \text{perm}} = 79,68 \text{ kN.m} ; \quad M_{33, \text{vento}} = -8,58 \text{ kN.m} \\ P_{\text{perm}} = 41,50 \text{ kN} \quad ; \quad P_{\text{vento}} = 17,43 \text{ kN} \end{array} \right. \end{aligned}$$

Com $\psi_2 = 0,2$ (combinação frequente de utilização), para os grupos E e G, tem-se:

$$M_{\text{perm}} + \psi_2 \cdot M_{\text{vento}} = 56,49 \text{ kN.m} \quad ; \quad \text{para o grupo E}$$

$$M_{\text{perm}} + \psi_2 \cdot M_{\text{vento}} = 81,78 \text{ kN.m} \quad ; \quad \text{para o grupo G}$$

$$N_{\text{perm}} + \psi_2 \cdot N_{\text{vento}} = 131,08 \text{ kN} \quad ; \quad \text{para o grupo E}$$

$$N_{\text{perm}} + \psi_2 \cdot N_{\text{vento}} = 42,50 \text{ kN} \quad ; \quad \text{para o grupo G}$$

$$e = \frac{M_{\text{perm}} + M_{\text{vento}}}{N_{\text{perm}} + N_{\text{vento}}} = 43,10 \text{ cm} \quad ; \quad \text{para o grupo E}$$

$$e = \frac{M_{\text{perm}} + M_{\text{vento}}}{N_{\text{perm}} + N_{\text{vento}}} = 192,0 \text{ cm} \quad ; \quad \text{para o grupo G}$$

$$\Lambda_S = 8,50 \text{ cm}^2$$

$$d = 45,6 \text{ cm}$$

$$\Lambda'_S = 8,50 \text{ cm}^2$$

$$d' = 4,44 \text{ cm}$$

$$b_w = 18 \text{ cm}$$

$$E_S = 210.000 \text{ MPa}$$

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

$$E_C = 31.907 \text{ MPa}$$

$$\alpha = E_S / E_C = 6,58$$

A. Posição da Linha Neutra no Estádio II (x)

Para o caso em questão, flexo-tração com grande excentricidade e armadura dupla, tem-se:

$$x^3 - 3(e + d)x^2 - \frac{6\alpha}{b} \left[\Lambda'_S \cdot e + \Lambda_S \cdot e + \Lambda'_S (d - d') \right] x +$$

$$+ \frac{6\alpha}{b} \left[A'_s \cdot e \cdot d' + A_s \cdot e \cdot d + A'_s (d - d') d' \right] = 0$$

Substituindo-se, na equação, os valores anteriormente definidos, obteve-se:

$$\underline{x = 9,23 \text{ cm}} \quad ; \text{ para o Grupo E}$$

$$\underline{x = 11,445 \text{ cm}} \quad ; \text{ para o Grupo G}$$

B. Tensão na Armadura Tracionada (σ_s)

Para o caso em questão, tem-se:

$$\sigma_s = \alpha \frac{\sigma_c}{x} (d - x)$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot x \cdot (N_{perm} + \psi_2 \cdot N_{vento})}{-b_w \cdot x^2 - 2 \cdot \alpha \cdot A'_s (x - d') + 2 \cdot \alpha \cdot A_s (d - x)}$$

Substituindo-se, nas equações, os valores anteriormente definidos, obteve-se:

$$\underline{\sigma_s = 311,2 \text{ MPa}} \quad ; \text{ para o Grupo E}$$

$$\underline{\sigma_s = 281,1 \text{ MPa}} \quad ; \text{ para o Grupo G}$$

C. Verificação

Pela NBR 6118 [2] e considerando-se, para o caso em questão, peças não protegidas em meio não agressivo, a fissuração se manterá em limites aceitáveis se uma das equações abaixo for satisfeita:

$$(1) \quad \frac{\phi}{2\eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \left[\frac{4}{\rho_r} + 45 \right] < 2,0$$

$$(2) \quad \frac{\phi}{2\eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3\sigma_s}{f_{tk}} < 2,0$$

Com os valores anteriormente obtidos e os valores abaixo:

$$\eta_b = 1,5$$

$$\rho_r = \frac{A_s}{0,40 \cdot b_w \cdot (h - x)} = \begin{cases} 0,02893 & ; \text{ para o Grupo E} \\ 0,03062 & ; \text{ para o Grupo G} \end{cases}$$

$$f_{tk} = 7 + 0,06 f_{ck} = 2,45 \text{ MPa}$$

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

Obteve-se:

$$(1) = 1,90 < 2,0 \quad (\text{O.K. !}) \quad ; \text{ para o Grupo E}$$

$$(1) = 1,74 < 2,0 \quad (\text{O.K. !}) \quad ; \text{ para o Grupo G}$$

B.5.3.7. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO

A. Flechas imediatas (a_o)

A resolução do pórtico transversal, com o auxílio do SAP90, fornece:

$$\mu_{\text{máx}} = a_o = 1,32 \text{ cm (deslocamento máximo vertical ocorrido no nó 20 da vierendel)}$$

B. Flecha Final (a_∞)

$$a_\infty = k \cdot a_o$$

Simplificadamente, segundo Lauro Modesto dos Santos [21], adotou-se $k = 2$.

Obtendo-se, finalmente:

$$a_\infty = 2,63 \text{ cm}$$

C. Verificação

Pela NBR 9062 [4], deve-se ter:

$$a_{\infty} \leq \frac{l}{300}$$

A verificação das deformações (flechas) na vierendel, deve ser executada considerando-se a peça no Estádio II (seção fissurada). As deformações calculadas pelo SAP 90 (μ) foram obtidas considerando-se a peça no Estádio I (seção não fissurada e não homogeneizada) e, portanto, não são indicadas para a verificação das deformações na vierendel.

Como simplificação, demasiadamente grosseira, considerou-se que o momento de inércia da vierendel no Estádio II corresponde a 40 % do momento de inércia da vierendel no Estádio I, deste modo obteve-se:

$$a_{\infty} = 1,66 \times 2,63 = 4,37 \text{ cm}$$

Com $l = 15,0 \text{ m}$;

$$\frac{l}{300} = 5,0 \text{ cm} > a_{\infty} \text{ (O.K !)}$$

B.5.4. DIMENSIONAMENTO DO PILAR SUPERIOR

B.5.4.1. DIMENSIONAMENTO À FLEXO COMPRESSÃO

A. Características da seção e dos materiais

$h_x = 18 \text{ cm}$ (altura do pilar, em relação ao eixo \overline{xx} , considerado paralelo ao menor lado do pilar)

$h_y = 45 \text{ cm}$ (altura do pilar, em relação ao eixo \overline{yy} , considerado paralelo ao maior lado do pilar)

$l_c = 370 \text{ cm}$ (comprimento de flambagem considerado para o pilar superior - extremidade em balanço)

$$A_c = 18 \times 45 = 810 \text{ cm}^2 \text{ (área de concreto da seção do pilar)}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 17,83 \text{ MPa}$$

Aço CA 50B

B. Esforços de Dimensionamento

Dos esforços no pilar superior, seleccionou-se os seguintes esforços para dimensionamento:

$$\begin{aligned} \text{NÓ INICIAL} & \left\{ \begin{array}{l} \cdot M_{33,d} = -2,40 \text{ kN.m} \\ \cdot M_{22,d} = -16,50 \text{ kN.m} \\ \cdot P_d = -318,57 \text{ kN} \end{array} \right. \\ \text{NÓ FINAL} & \left\{ \begin{array}{l} \cdot M_{33,d} = -4,57 \text{ kN.m} \\ \cdot M_{22,d} = 0 \text{ kN.m} \\ \cdot P_d = -318,57 \text{ kN} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$N_d = P_d \frac{1,8}{1,4} = 409,59 \text{ kN}$ (esforço normal de dimensionamento do pilar quando uma das dimensões do mesmo é menor que 20 cm)

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = 0,283$$

C. Excentricidades (e_a , e_2 , e_i)

$$e_{a,x} = \frac{h_x}{30} = 0,6 \text{ cm (excentricidade acidental em } \overline{xx} \text{)}$$

$$e_{a,y} = \frac{h_y}{30} = 1,5 \text{ cm (excentricidade acidental em } \overline{yy} \text{)}$$

$$e_{2,x} = \text{excentricidade de segunda ordem em } \overline{xx}$$

$$e_{2,x} = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{55,704}{(\nu + 0,5)h_x} = 4,23 \text{ cm, com } \left\{ \begin{array}{l} \cdot l_e \text{ em [m]} \\ \cdot h_x \text{ em [cm]} \\ \cdot (\nu + 0,5) \geq 1 \end{array} \right.$$

$$e_{2,y} = \text{não será considerada pois } \lambda_y \leq 40$$

$$e_{1,x} = \text{excentricidade inicial em } \overline{xx}$$

$$e_{ix,i} = \frac{M_{22,d}}{P_d} = \frac{1650}{31.857} = 5,18 \text{ cm ; em relação ao nó inicial}$$

$$e_{ix,f} = \frac{M_{22,d}}{P_d} = \frac{0}{31.857} = 0 \text{ cm ; em relação ao nó final (extremidade em balanço)}$$

$$e_{iy,i} = \frac{M_{33,d}}{P_d} = \frac{240}{31.857} = 0,8 \text{ cm ; em relação ao nó inicial}$$

$$e_{iy,f} = \frac{M_{33,d}}{P_d} = \frac{457}{31.857} = 1,44 \text{ cm ; em relação ao nó final (extremidade em balanço)}$$

D. COMBINAÇÃO DAS EXCENRICIDADES

A situação mais desfavorável para a combinação das excentricidades, certamente ocorre na extremidade do pilar, em balanço, com a excentricidade de segunda ordem e a acidental consideradas em relação ao eixo \bar{xx} . Deste modo, obteve-se:

$$\begin{cases} e_x = e_{ix,f} + e_{a,x} + e_{2,x} = 10,01 \text{ cm} \\ e_y = e_{iy,f} + e_{a,y} + e_{2,y} = 1,44 \text{ cm} \end{cases}$$

E. DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento deu-se à flexo-compressão oblíqua, com auxílio dos ábacos de Montoya [17] :

$$e_x = 10,01 \text{ cm}$$

$$e_y = 1,44 \text{ cm}$$

$$\mu_x = \frac{v \cdot e_x}{h_x} = \frac{0,283 \times 10,01}{18} = 0,16$$

$$\mu_y = \frac{v \cdot e_y}{h_y} = \frac{0,283 \times 1,44}{45} = 0,01$$

Resultando:

$$\omega = 0,21 \text{ (para armadura igualmente distribuída em relação aos lados maiores do pilar)}$$

$$A_s = \omega \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\underline{A_s = 7,0 \text{ cm}^2} \quad \Rightarrow \quad 6 \phi 12,5$$

$$A_{s,min} = 0,8\% b_w \cdot h = 6,5 \text{ cm}^2 \leq A_s \text{ (O.K !)}$$

B.5.4.2. ESTRIBOS DO PILAR SUPERIOR

De acordo com a NBR 6118 [1], tem-se:

$$\phi_t \geq 5,0 \text{ mm (diâmetro do estribo)}$$

$$\text{espaçamento} \leq \begin{cases} .30 \text{ cm} \\ .\text{menor dimensão externa do pilar} \\ .12 \phi_1 \text{ ou } 190 (\phi_t^2/\phi_1) \end{cases}$$

Onde ϕ_1 = mínimo diâmetro da armação longitudinal do pilar.

Para o pilar superior tem-se $\phi_1 = 12,5 \text{ mm}$

$$\text{Adotando-se } \phi_t = 5,0 \text{ mm, tem-se } \begin{cases} .\text{menor dim. do pilar} = 18 \text{ cm} \\ .12 \phi_1 = 15 \text{ cm} \\ .190 (\phi_t^2/\phi_1) = 38 \text{ cm} \end{cases}$$

Obtendo-se, finalmente, para os estribos do pilar superior:

$$\underline{\underline{\phi \ 5,0 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm}}}$$

B.5.4.3. VERIFICAÇÃO DA SUFICIÊNCIA DA ARMADURA TRANSVERSAL ADOTADA, PARA O PILAR SUPERIOR, QUANTO AOS ESFORÇOS CORTANTES.

A. Esforços de Dimensionamento ($V_{22,d \text{ máx}}$ e $V_{33,d \text{ máx}}$)

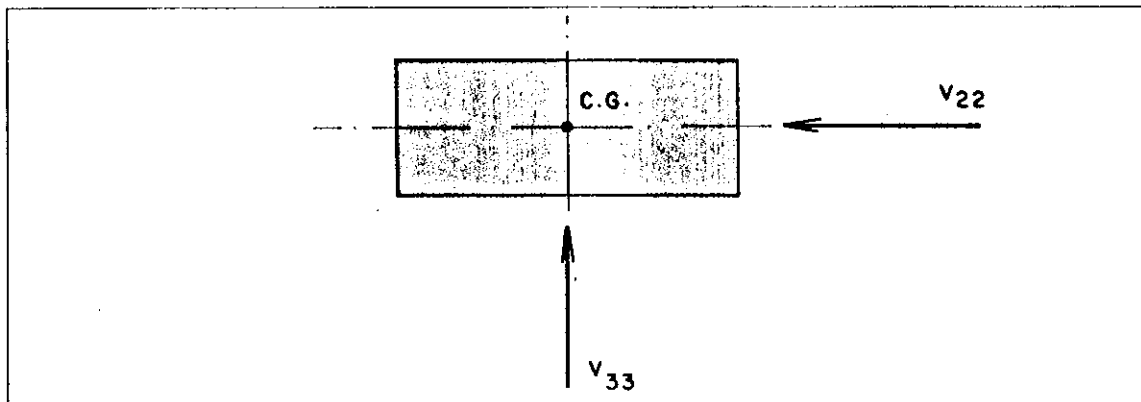


FIGURA B.23
ESFORÇOS CORTANTES NO PILAR SUPERIOR

B. Dimensionamento para V_{22}

$$V_{22,d \text{ máx}} = 8,08 \text{ kN}$$

$$b_w = 18 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$A_s = 2,5 \text{ cm}^2 \text{ (2 } \phi \text{ 12.5)}$$

$$d = 41,9 \text{ cm}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_{22,d}}{b_w \cdot d} = \frac{0,808}{18 \times 41,9} = 0,107 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 0,25 f_{cd} = 4,46 \text{ MPa} \geq \tau_{wd} \text{ (O.K. !!)}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot h} = \frac{2,5 \text{ (2 } \phi \text{ 12.5)}}{18 \times 45} = 0,0031$$

$$\varphi_1 = 0,225 + 15\rho_1 = 0,271$$

$$\tau_c = \varphi_1 \sqrt{f_{ck}} \left[1 + \frac{3\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right]; \text{ caso de flexo compressão!}$$

$$\text{Desprezando-se, a princípio } \left[1 + \frac{3\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right], \text{ obtém-se:}$$

$$\tau_c = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{1,15\tau_{wd} - \tau_c}{f_{yd}} \leq 0,0 \Rightarrow \left[\frac{A_{sw}}{s} \right] = \left[\frac{A_{sw}}{s} \right] \text{ mínima}$$

$$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right] \text{ mínima} = 0,07 b_w = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m, por face}$$

$$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right] \text{ exist.} = \phi 5,0 \text{ c/ } 15 \Rightarrow 1,33 \text{ cm}^2/\text{m, por face (O.K)}$$

C. Dimensionamento para V_{33}

$$V_{33,d \text{ máx}} = 10,22 \text{ kN}$$

$$b_w = 45 \text{ cm (considerando-se uma seção de } 30 \times 30 \text{ cm}^2)$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$A_s = 3,75 \text{ cm}^2 \text{ (3 } \phi \text{ 12.5)}$$

$$d = 14,9 \text{ cm}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_{33,d}}{b_w \cdot d} = \frac{10,22}{18 \times 14,9} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 0,25 f_{cd} = 4,46 \text{ MPa} \geq \tau_{wd} \quad (\text{O.K. !!})$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{3,75(3 \phi 12,5)}{30 \times 30} = 0,0046$$

$$\varphi_1 = 0,225 + 15\rho_1 = 0,294$$

$$\tau_c = \varphi_1 \sqrt{f_{ck}} \left[1 + \frac{3\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right]; \text{ caso de flexo compressão!}$$

$$\text{Desprezando-se, a princípio } \left[1 + \frac{3\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right], \text{ obtém-se:}$$

$$\tau_c = 0,466 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{1,15\tau_{wd} - \tau_c}{f_{yd}} \leq 0,0 \Rightarrow \left[\frac{A_{sw}}{s} \right] = \left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\text{mínima}}$$

$$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\text{mínima}} = 0,07 b_w = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ por face}$$

$$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\text{exist.}} = \phi 5,0 \text{ c} / 15 \Rightarrow 1,33 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ por face}$$

Levando-se em consideração o fato de ρ_w ser negativo, isto é, o concreto "resistir" aos esforços de cisalhamento sem a necessidade de armadura, a suficiência da armadura adotada para estribos será considerada satisfatória quanto ao funcionamento como armadura de cisalhamento.

B.5.5. DIMENSIONAMENTO DO PILAR INFERIOR

B.5.5.1. DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO

A. Características da seção e dos materiais

$h_x = 30 \text{ cm}$ (altura do pilar, em relação ao eixo $\bar{x}\bar{x}$, considerada paralela ao menor lado do pilar)

$h_y = 45$ cm (altura do pilar, em relação ao eixo \overline{yy} , considerada paralela ao maior lado do pilar)

$l_e = 635$ cm (comprimento de flambagem considerado para o pilar inferior)

$$A_c = 1.155 \text{ cm}^2 \text{ (área de concreto da seção do pilar-seção "C")}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 17,83 \text{ MPa}$$

$$\lambda_x = 76 \text{ (índice de esbeltez com rotação em torno de } \overline{xx} \text{)}$$

$$\lambda_y = 46 \text{ (índice de esbeltez com rotação em torno de } \overline{yy} \text{)}$$

B. Esforços de Dimensionamento

Dos esforços no pilar inferior, selecionou-se os seguintes esforços para dimensionamento:

$$\text{NÓ INICIAL} \left\{ \begin{array}{l} \cdot M_{33,d} = 0,19 \text{ kN.m} \\ \cdot M_{22,d} = 145,14 \text{ kN} \\ \cdot P_d = -228,86 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{NÓ FINAL} \left\{ \begin{array}{l} \cdot M_{33,d} = -2,69 \text{ kN.m} \\ \cdot M_{22,d} = 26,72 \text{ kN.m} \\ \cdot P_d = -228,86 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$N_d = P_d \frac{1,8}{1,4} = 294,25$ kN (esforço normal de dimensionamento do pilar, quando uma das dimensões do mesmo é menor que 20 cm)

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = 0,143$$

C. Excentricidades (e_a , e_2 , e_i)

$$e_{a,x} = \frac{h_x}{30} = 1,0 \text{ cm (excentricidade acidental em } \overline{xx} \text{)}$$

$$e_{a,y} = \frac{h_y}{30} = 1,5 \text{ cm (excentricidade acidental em } \overline{yy} \text{)}$$

$$e_{2,x} = \text{excentricidade de segunda ordem em } \overline{xx}$$

$$e_{2,x} = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{55,704}{(\nu + 0,5)h_x} = 7,5 \text{ cm} , \quad \text{com} \begin{cases} . l_e \text{ em [m]} \\ . h_x \text{ em [cm]} \\ . (\nu + 0,5) \geq 1 \end{cases}$$

$e_{2,y}$ = excentricidade de segunda ordem em \overline{yy}

$$e_{2,y} = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{55,704}{(\nu + 0,5)h_x} = 5,0 \text{ cm} ; \quad \text{com} \begin{cases} . l_e \text{ em [m]} \\ . h_x \text{ em [cm]} \\ . (\nu + 0,5) \geq 1 \end{cases}$$

$e_{1,x}$ = excentricidade inicial em \overline{xx}

$$e_{1x,i} = \frac{M_{22,d}}{P_d} = \frac{145,14}{228,86} = 63,42 \text{ cm} ; \text{ em relação ao nó inicial}$$

$$e_{1x,f} = \frac{M_{22,d}}{P_d} = \frac{26,72}{228,86} = 11,68 \text{ cm} ; \text{ em relação ao nó final}$$

$$e_{1y,i} = \frac{M_{33,d}}{P_d} = \frac{0,19}{228,86} = 0,08 \text{ cm} ; \text{ em relação ao nó inicial}$$

$$e_{1y,f} = \frac{M_{33,d}}{P_d} = \frac{2,69}{228,86} = 1,1 \text{ cm} ; \text{ em relação ao nó final}$$

D. COMBINAÇÃO DAS EXCENTRICIDADES

A situação mais desfavorável para a combinação das excentricidades, certamente ocorre quando se considera as excentricidades de segunda ordem e acidental em relação ao eixo \overline{xx} .

Deste modo, obteve-se:

$$\text{NA EXTREMIDADE} \begin{cases} . e_x = e_{1x,i} + e_{a,x} = 64,42 \text{ cm} \\ . e_y \approx 0,0 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{NO VÃO} \begin{cases} . e_x = 0,6 e_{1x,i} + 0,4 e_{1x,f} + e_{2,x} + e_{a,x} = 51,22 \text{ cm} \\ . e_y \approx 0,0 \text{ cm} \end{cases}$$

Observando-se os valores acima, concluiu-se que o dimensiona-

.d = 25,25cm (distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura traçionada)

.d' = 3,13cm (distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura comprimida)

.f_{cd} = 17,86 MPa (Tensão limite de compressão, de cálculo, no concreto ⇒ f_{ck} = 250 kgf/cm²)

.A_s = 13,0 cm² (armadura de tração)

.A'_s = 6,25 cm² (armadura de compressão)

.η = $\frac{d'}{d} = 0,124$

E supondo-se:

.Domínio 3 ⇒ 0,256 ≤ β_x ≤ 0,628

.σ_s = f_{yd} = 43,48 MPa ⇒ β_x ≤ 0,628

.σ'_s = f_{yed} = 43,48 MPa ⇒ β_x ≥ 0,30

.Linha Neutra na "mesa" da seção ⇒ $\left\{ \begin{array}{l} .b_w = 45 \text{ cm} \\ .\beta_x \leq 0,9 \end{array} \right.$

Obteve-se:

$$\beta_x = 0,426$$

Como :

0,312 ≤ β_x ≤ 0,628 ; as hipóteses adotadas estão corretas!!

Substituindo-se o valor encontrado de β_x na equação (2), obteve-se:

$$e_s = e_x + 11,30 = 62,27 \text{ cm}$$

$$e_x = 50,97 \text{ cm}$$

$$M_{22,d} = e_x \cdot N_d = 149,98 \text{ kN.m (O.K !!)} \\ (\geq 145,12)$$

Concluiu-se, então, que a armadura proposta para a seção do pilar inferior é conveniente, para o estado de sollicitação da peça!!

B.5.5.2. ESTRIBOS PARA O PILAR INFERIOR

Para o pilar inferior tem-se $\phi_1 = 16.0$ mm

Adotando-se $\phi_t = 5,0$ mm, tem-se

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{menor dim. do pilar} = 18 \text{ cm} \\ \cdot 12 \cdot \phi_1 = 19,2 \text{ cm} \\ \cdot 190 (\phi_t^2 / \phi_1) = 29,7 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Obeve-se, finalmente, para os estribos do pilar inferior:

$$\underline{\underline{\phi 5,0 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm}}}$$

B.5.5.3. VERIFICAÇÃO DA SUFICIÊNCIA DA ARMADURA TRANSVERSAL ADOTADA, PARA O PILAR INFERIOR, QUANTO AOS ESFORÇOS CORTANTES.

De posse dos esforços cortantes no pilar inferior, o funcionamento dos estribos como armação de cisalhamento foi verificado.

A. Esforços de Dimensionamento ($V_{22,d \text{ máx}}$ e $V_{33,d \text{ máx}}$)

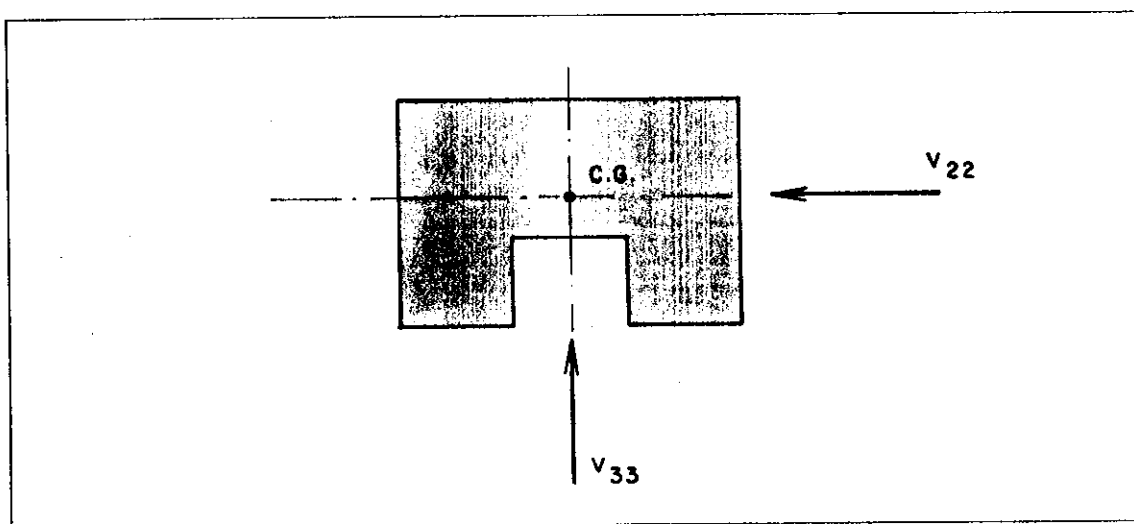


FIGURA B.25
ESFORÇOS CORTANTES NO PILAR INFERIOR

B. Dimensionamento para V_{22}

$$V_{22,d \text{ máx}} = 18,85 \text{ kN}$$

$$b_w = 18 \text{ cm (considerando-se uma seção de } 18 \times 45 \text{ cm}^2)$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$d = 41,9 \text{ cm}$$

$$A_s = 2,5 \text{ cm}^2 (2 \phi 12.5)$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_{22,d}}{b_w \cdot d} = \frac{18,85}{18 \times 41,9} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 0,25 f_{cd} = 4,46 \text{ MPa} \geq \tau_{wd} \quad (\text{O.K. !!})$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot h} = \frac{2,5 (2 \phi 12.5)}{18 \times 45} = 0,0031$$

$$\varphi_1 = 0,225 + 15\rho_1 = 0,271$$

$$\tau_c = \varphi_1 \sqrt{f_{ck}} \left[1 + \frac{3\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right]; \text{ caso de flexo compressão!}$$

Desprezando-se, a princípio $\left[1 + \frac{3\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right]$, obtém-se:

$$\tau_c = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{1,15\tau_{wd} - \tau_c}{f_{yd}} \leq 0,0 \Rightarrow \left[\frac{A_{sw}}{s} \right] = \left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\text{mínima}}$$

$$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\text{mínima}} = 0,07 b_w = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m, por face}$$

$$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\text{exist.}} = \phi 5,0 \text{ c} / 15 \Rightarrow 1,33 \text{ cm}^2/\text{m, por face (O.K.)}$$

C. Dimensionamento para V_{33}

$$V_{33,d \text{ máx}} = 16,93 \text{ kN}$$

$$b_w = 30 \text{ cm (considerando-se uma seção de } 30 \times 30 \text{ cm}^2)$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 8,0 \text{ cm}^2 (4 \phi 16.0)$$

$$d = 26,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_{33,d}}{b_w \cdot d} = \frac{16,93}{30 \times 26,7} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 0,25 f_{cd} = 4,46 \text{ MPa} \geq \tau_{wd} \quad (\text{O.K. !!})$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot h} = \frac{8,0 (4 \phi 16,0)}{30 \times 30} = 0,0089$$

$$\varphi_1 = 0,225 + 15\rho_1 = 0,359$$

$$\tau_c = \varphi_1 \sqrt{f_{ck}} \left[1 + \frac{3\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right]; \text{ caso de flexo compressão!}$$

Desprezando-se, a princípio $\left[1 + \frac{3\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right]$, obteve-se:

$$\tau_c = 0,567 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{1,15\tau_{wd} - \tau_c}{f_{yd}} \leq 0,0 \Rightarrow \left[\frac{A_{sw}}{s} \right] = \left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\text{mínima}}$$

$$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\text{mínima}} = 0,07 b_w = 2,10 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ por face}$$

$$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\text{exist.}} = \phi 5,0 \text{ c/ } 15 \Rightarrow 2,66 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ por face (O.K)}$$

B.6. DIMENSIONAMENTO DO CÁLICE DE FUNDAÇÃO

B.6.1. PRELIMINARES

No dimensionamento do cálice, tomou-se os esforços combinados máximos que ocorrem na extremidade inferior do pilar.

Na *figura B.26* ilustra-se um cálice típico de fundação. A definição geométrica do cálice consistiu na determinação da profundidade (L_{eng}) e da espessura (d_i) da parede do pedestal, já que os demais parâmetros geométricos são dependentes do tipo de fundação adotado.

Definido geometricamente, passou-se ao cálculo e detalhamento da armação do cálice. Esta armação consistiu de uma armadura horizontal, em anel, no topo do pedestal e de armaduras resultantes do dimensionamento das paredes do pedestal como consolos.

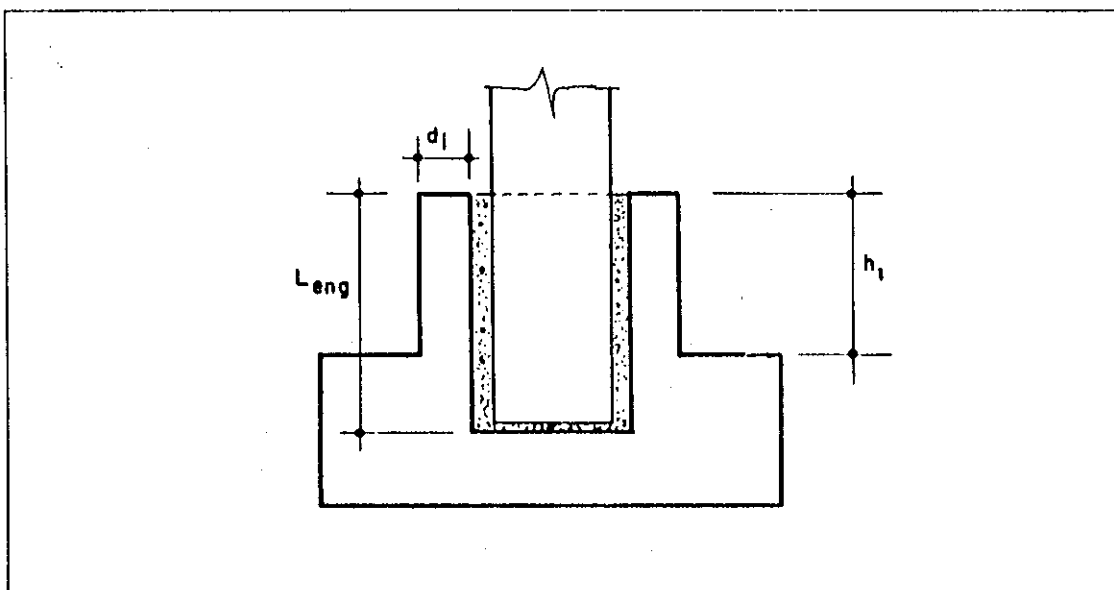


FIGURA B.26
CÁLICE DE FUNDAÇÃO

B.6.2. ESFORÇOS

Selecionou-se os seguintes esforços de cálculo:

$M_{33} = 39,38 \text{ kN.m}$	$M_{33} = -0,19 \text{ kN}$
$V_{22} = -14,24 \text{ kN}$	$V_{22} = -0,04 \text{ kN}$
$M_{22} = 48,37 \text{ kN.m}$	$M_{22} = 145,13 \text{ kN.m}$
$V_{33} = -6,0 \text{ kN}$	$V_{33} = -16,93 \text{ kN}$
$P = -65,52 \text{ kN}$	$P = -108,79 \text{ kN}$

Pelos esforços apresentados no item B.4 deste trabalho, percebe-se que o primeiro grupo de esforços corresponde aos esforços combinados máximos (ação permanente mais ação de vento C) que ocorre no pilar de extremidade. Do mesmo modo, o segundo grupo de esforços ocorre no pilar interno do pórtico transversal sob ação permanente combinada com ação de vento B.

B.6.3. DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA DO CÁLICE

B.6.3.1. PROFUNDIDADE DA PAREDE DO PEDESTAL (L_{eng})

Tem-se, segundo a NBR 9062 [04]:

$$L_{eng} = \alpha \cdot h$$

$$\frac{M}{N \cdot h} \leq 0.15 \quad \Rightarrow \quad \alpha \geq 1.5$$

$$\frac{M}{N \cdot h} = 2.0 \quad \Rightarrow \quad \alpha \geq 2.0$$

Interpolando-se α para valores de $\frac{M}{N \cdot d}$ entre 0.15 e 2.0

Onde:

h = dimensão paralela ao plano de ação do momento M

M , N = esforços, no pilar, na altura do bordo do pedestal referentes a direção de dimensionamento considerada (direção do eixo local $\overline{3-3}$ e $\overline{2-2}$, conforme notação do SAP 90 [24] utilizada para a notação dos esforços no pórtico transversal)

Tomando-se os esforços anteriores, obteve-se:

A. Em relação ao momento no eixo $\overline{3-3}$

$$\frac{M_{33}}{P \cdot h} = \frac{39,38}{65,52 \times 0,45} = 1,33$$

O que resulta:

$$\alpha = 1,82 \text{ (interpolado!!)}$$

$$L_{eng} = 0,45 \times 1,82 = 0,80 \text{ m}$$

B. Em relação ao momento no eixo $\overline{2-2}$

$$\frac{M_{22}}{P \cdot h} = \frac{145,13}{107,95 \times 0,30} = 4,48$$

O que resulta:

$$\alpha = 2,0$$

$$L_{eng} = 0,60 \text{ m}$$

Para a obtenção de L_{eng} , tomou-se o maior entre os valores obtidos, resultando:

$$L_{eng} = 0,80 \text{ cm}$$

B.6.3.2. ESPESSURA DA PAREDE DO PEDESTAL (d_1)

Segundo Leonhardt [15]:

$$d_1 \geq \frac{1}{3} w \geq 10,0 \text{ cm}$$

Onde:

w = menor distância interna entre paredes do pedestal.

$w = 40,0 \text{ cm}$ (para o cálice em dimensionamento)

Resultando:

$$d_1 \geq 13,33 \text{ cm}$$

Adotando-se:

$$d_1 = 15,0 \text{ cm}$$

Leonhardt [15], sugere que o "pé do pilar" penetre na estrutura de fundação (bloco, sapata, etc) até um comprimento, no mínimo, equivalente a $1/6$ de L_{eng} . Considerando-se que esta orientação, geralmente, é seguida no meio prático e visando uma melhora de ancoragem da armadura vertical (funcionamento das paredes do cálice como consolos), foi adotada, neste trabalho, a dita orientação.

Desta maneira, o cálice foi definido geometricamente de acordo com a *figura B.27*.

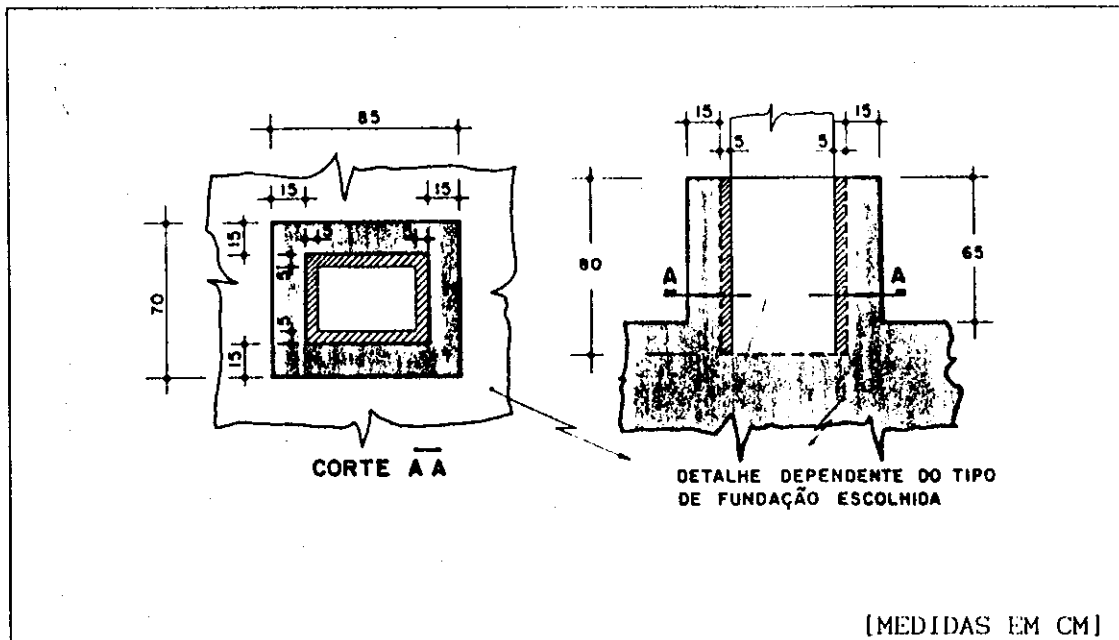


FIGURA B.27
CÁLICE DE FUNDAÇÃO PARA O GALPÃO PROPOSTO

B.6.4. DIMENSIONAMENTO DO CÁLICE

No dimensionamento do cálce, um esforço horizontal (H_{od}), de acordo com a *figura B.28*, foi determinado e através dele obtidas a armaduras horizontal, no topo do pedestal, e armaduras resultantes do funcionamento das paredes do pedestal como consolos.

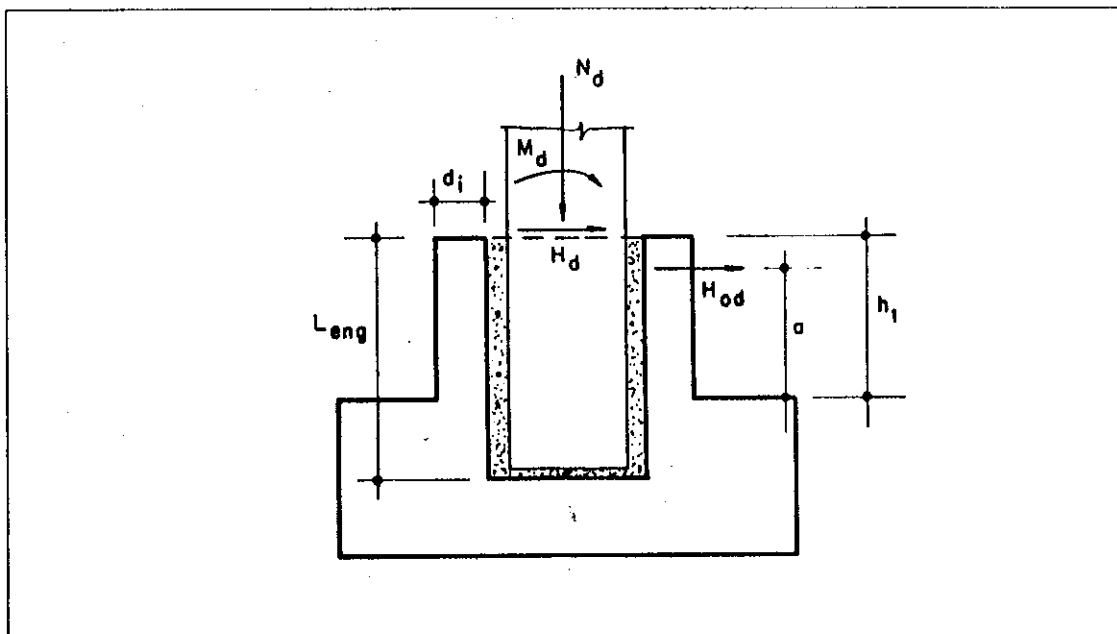


FIGURA B.28
FUNCIONAMENTO DAS PAREDES DO CÁLICE COMO CONSOLOS

B.6.4.1. DETERMINAÇÃO DE H_{od}

Segundo Leonhardt [15], tem-se:

$$H_{od} = 1,5 \frac{M_d}{L_{eng}} + 1,25 H_d$$

A. Em relação ao momento no eixo $\overline{3-3}$

$$H_{od} = 1,5 \frac{M_{33}}{L_{eng}} + 1,25 V_{22}$$

$$H_{od} = 1,5 \frac{39,38}{0,80} + 1,25 (14,24)$$

Resultando:

$$H_{od} = 91,64 \text{ KN}$$

B. Em relação ao momento no eixo $\overline{2-2}$

$$H_{od} = 1,5 \frac{M_{22}}{L_{eng}} + 1,25 V_{33}$$

$$H_{od} = 1,5 \frac{145,13}{0,80} + 1,25 (16,93)$$

Resultando:

$$H_{od} = 293,29 \text{ KN}$$

B.6.4.2 ARMADURA HORIZONTAL, EM ANEL, NO TOPO DO PEDESTAL (A_{sh})

A armadura horizontal, em anel, na zona superior do pedestal, deve transmitir a carga horizontal (H_{od}) às paredes longitudinais (na direção de H_{od}). Esta armadura deve ser dimensionada, segundo Leonhardt [15], para 0,5 de H_{od} em cada parede.

Como Leonhardt [15] sugere que esta armadura, calculada em u-

ma das direções, seja repetida na outra direção, o cálculo da mesma será baseado no maior dos H_{od} :

Desta forma, obteve-se:

$$A_{sh} = \frac{H_{od}}{2 f_{yd}} = \frac{293,29}{2 \times 43,48} \Rightarrow \boxed{A_{sh} = 3,38 \text{ cm}^2}$$

(8 ϕ 8.0 mm)

Seguindo orientações de Leonhardt [15], H_{od} foi considerada aplicada a $\frac{1}{6} L_{eng}$ do topo do pedestal. Considerou-se, portanto, que esta armadura se distribui em um trecho, de cada parede, correspondente a $\frac{2}{6} L_{eng}$.

B.6.4.3. ARMADURA VERTICAL (A_{sv})

As paredes longitudinais (na direção de H_{od}), funcionam como consolos engastados no elemento de fundação (figura B.28). Deste modo, a armadura vertical foi obtida em relação às duas direções das paredes do pedestal.

A. Em relação à parede de 15/70

De acordo com a figura B.28;

$$L_{eng} = 80,0 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$h_1 = 65,0 \text{ cm}$$

$$H_{od} = 293,29 \text{ kN}$$

$$d = 62,5 \text{ cm} : \text{ altura útil}$$

$$\text{Aço CA 50B}$$

$$a = h_1 - 0,167 L_{eng} = 51,7 \text{ cm}$$

$$\text{Resultando: } a/d = 0,83 \Rightarrow \text{ consolo curto!}$$

Da NBR 9062 [4], obteve-se:

$$A_{sv} = \left[0,1 + \frac{a}{d} \right] \cdot \frac{H_{od}}{2 f_{yd}}$$

Resultando:

$$\boxed{A_{sv} = 3,14 \text{ cm}^2} \Rightarrow 4 \phi 10.0 \text{ mm}$$

B. Em relação à parede de 15/85

De acordo com a figura B.28;

$$L_{eng} = 80,0 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$h_1 = 65,0 \text{ cm}$$

$$H_{o,d} = 293,29 \text{ kN}$$

$$d = 77,5 \text{ cm} : \text{ altura útil} \quad \text{Aço CA 50B}$$

$$a = h_1 - 0,167 L_{eng} = 51,7 \text{ cm}$$

Resultando: $a/d = 0,67 \Rightarrow$ consolo curto I

Da NBR 9062 [4], obteve-se:

$$A_{sv} = \left[0,1 + \frac{a}{d} \right] \cdot \frac{H_{o,d}}{2 f_{yd}}$$

Resultando em:

$$\boxed{A_{sv} = 0,81 \text{ cm}^2} \Rightarrow 4 \phi 10,0 \text{ anteriores, são suficientes !!!}$$

B.6.4.4. ARMADURA DE SUSPENSÃO (A_{ss})

Segundo o item 6.4.4. da NBR 9062 [4], tem-se:

"Quando as paredes externas, da base do pilar, e internas, do encaixe do elemento de fundação, forem lisas, permite-se considerar o valor $0,7 N_d$ (carga normal transmitida pela interface), desde que exista armadura de suspensão, disposta em toda a volta do encaixe, e de valor:"

$$A_{ss} = \frac{0,7 N_d}{f_{yd}}$$

Onde:

$N_d = P_{m\acute{a}x} = 379,47 \text{ kN}$ (correspondente à combinação da ação permanente e vento E no pilar interno do pórtico transversal)

$$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa (Aço CA 50B)}$$

Resultando:

$$A_{ss} = 6,11 \text{ cm}^2$$

A armadura vertical (A_{sv}), anteriormente calculada, pode funcionar como armadura de suspensão. Apesar disto, como a mesma foi concentrada nos cantos do cálice, julgou-se por bem, a disposição de armaduras verticais adicionais em toda a volta do cálice (figura 4.21).

Dependendo do tipo de fundação adotado, a verificação da punção é necessária. Devendo-se para tal, seguir o disposto no item 6.4.5 da NBR 9062 [4].

B.7. DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO VIERENDEL / VIGA DO SHED

B.7.1. PRELIMINARES

Na ligação vierendel/viga do shed, ilustrada na figura B.29, foi dimensionado o consolo da vierendel, o dente Gerber da viga do shed, o pino de ligação e a placa de neoprene da ligação.

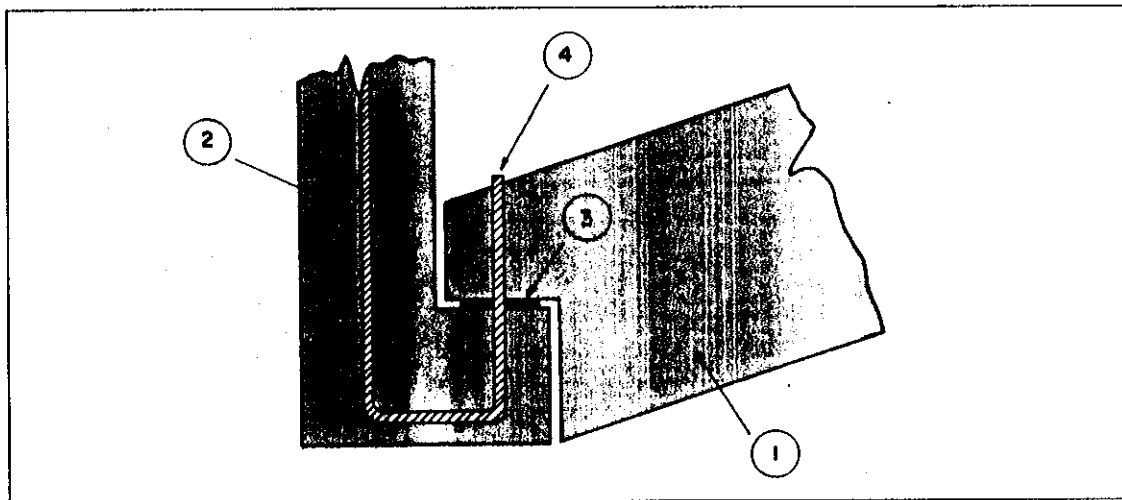


FIGURA B.29

LIGAÇÃO VIERENDEL / VIGA DO SHED

1. Viga do Shed, 2. Vierendel, 3. Placa de Neoprene, 4. Pino

B.7.2. ESFORÇOS

V [kN]

H [kN]

Os esforços para dimensionamento da ligação (figura B.30), são provenientes dos esforços obtidos para a viga do shed, tomando-se para esforços de sobrepressão os correspondentes ao vento E e para os de sucção os correspondentes ao vento B (tabela B.20).

ESFORÇO	PERMAN	SUCÇÃO	SOBREP	PERM + SOBR	PERM + SUCC
V	20,20	-15,27	5,15	35,49	-3,20
H	0	-5,20,	1,76	2,47	-7,28

TABELA B.20

ESFORÇOS NA LIGAÇÃO VIERENDEL/VIGA DO SHED

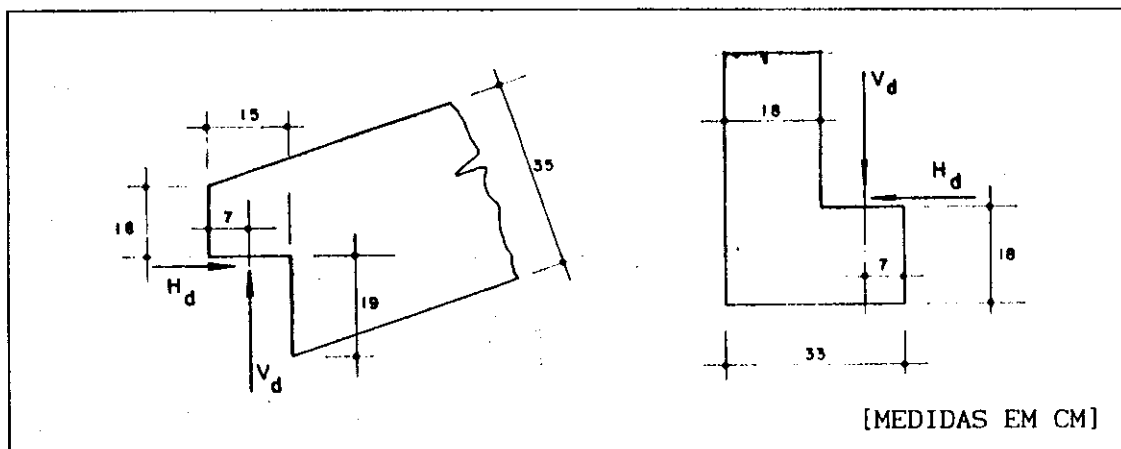


FIGURA B.30

ESFORÇOS NA LIGAÇÃO VIERENDEL/VIGA DO SHED

B.7.3. DIMENSIONAMENTO DO CONSOLO DA VIERENDEL E DENTE GERBER DA VIGA DO SHED

Para o dimensionamento tomou-se por base as indicações de dimensionamento de consolos da NBR 9062 [4].

B.7.3.1. Armadura do Tirante ($A_{s,tirante}$)

Definindo-se:

- a > distância do ponto de aplicação do esforço vertical (V) no consolo, até a face "engastamento".

- d : distância da borda comprimida do consolo até o C.G. da armadura tracionada, na seção de engastamento do mesmo.
- b : largura do consolo na seção de engastamento

Obteve-se, respectivamente, para o consolo da vierendel e para o dente Gerber da viga do shed:

$$\begin{array}{ll} a = 8,5 \text{ cm} & , \quad a = 7,5 \text{ cm} \\ d = 15,5 \text{ cm} & , \quad d = 20,0 \text{ cm} \\ b = 15 \text{ cm} & , \quad b = 15 \text{ cm} \end{array}$$

Resultando, para o consolo da vierendel:

$$\frac{a}{d} = 0,55 \quad \Rightarrow \quad \text{consolo curto!}$$

$$A_{s, \text{tirante}} = \left[V_d \left(0,1 + \frac{a}{d} \right) + H_d \right] \frac{\gamma_n}{f_{yd}}$$

Resultando, para o dente Gerber:

$$\frac{a}{d} = 0,30 \quad \Rightarrow \quad \text{consolo muito curto!}$$

$$A_{s, \text{tirante}} = \left[\frac{0,8 V_d}{\mu} + H_d \right] \frac{\gamma_n}{f_{yd}}$$

Com:

$$\mu = 1,4 \quad (\text{concreto lançado monoliticamente})$$

$$\gamma_n = 1,2 \quad (\text{elemento fabricado em canteiro})$$

$$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa} \quad (\text{Aço CA 50 B})$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$V_d = 35,49 \text{ kN}$$

$$H_d = 2,47 \text{ kN}$$

Obteve-se:

$$A_{s, \text{tirante}} = 0,71 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ para o consolo da vierendel}$$

$$\underline{A_{s, \text{tirante}} = 0,71 \text{ cm}^2} \quad ; \text{ para o dente Gerber da viga do shed}$$

Armadura mínima/máxima do Tirante:

Na seção de engastamento, a taxa mecânica de cálculo (ω), deve estar entre os limites 0,04 (armadura mínima) e 0,15 (armadura máxima) para consolos com $a/d \leq 2$, onde:

$$\omega = \frac{A_{s, \text{tirante}}}{b \cdot d} \left(\frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right)$$

Obtendo-se:

$$\omega = 0,086 \quad (\text{O.K.!!}) \quad ; \text{ para o consolo da vierendel}$$

$$\omega = 0,042 \quad (\text{O.K.!!}) \quad ; \text{ para o dente Gerber da viga do shed}$$

B.7.3.2. Armadura de Costura $\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{cost.}} \quad [\text{cm}^2/\text{m}]$

$$\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{cost.}} = \frac{0,4 \cdot \gamma_n \cdot V_d}{d \cdot f_{yd}} \left[0,1 + \frac{a}{d} \right] \quad ; \text{ para o consolo da vierendel}$$

$$\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{cost.}} = \frac{0,4 \cdot \gamma_n \cdot V_d}{d \cdot f_{yd} \cdot \mu} \quad ; \text{ para o dente Gerber da viga do shed}$$

Com os valores anteriormente definidos, obteve-se:

$$\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{cost.}} = 1,65 \text{ cm}^2/\text{m}; \text{ para o consolo da vierendel}$$

$$\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{cost.}} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{m}; \text{ para o dente Gerber da viga do shed}$$

Armadura de Costura Mínima:

Tanto para o consolo da vierendel, quanto para o dente Gerber da viga do shed a armadura mínima de costura, recomendada pela NBR 9062 [4] é:

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{\text{cost, mínima}} = 0,15 b = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Deste modo, obteve-se, para o consolo da vierendel e para o dente Gerber da viga do shed:

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{\text{cost.}} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \rightarrow \quad \underline{\underline{\phi 5,0 \text{ mm c/ 17 cm}}}$$

(na forma de grampos horizontais, localizados na região do consolo correspondente a $\frac{2}{3} d$, adjacentes ao tirante)

B.7.3.3. ESTRIBOS VERTICAIS $\left(\frac{A_s}{s}\right)_{\text{estr.}}$ [cm²/m]

Segundo o item 7.3.3.15 da NBR 9062 [4] : "... nos consolos sujeitos a cargas diretas com $(a/d) \leq 1,0$, os estribos verticais, quando construtivamente necessários, são escolhidos pela taxas mínimas da NBR 6118".

Deste modo:

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{\text{estr.}} = 0,14 b = 2,10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \rightarrow \quad \underline{\underline{\phi 5,0 \text{ mm c/ 19 cm}}}$$

B.7.3.4. ARMADURA DE SUSPENSÃO ($A_{s, \text{susp}}$) - Dente Gerber

$$A_{s, \text{susp}} = \gamma_n \frac{V_d}{f_{yd}}$$

Substituindo-se os valores de γ_n , V_d e f_{yd} , indicados anteriormente, obteve-se:

$$A_{s, \text{susp}} = 0,98 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \underline{\underline{3 \phi 5,0 \text{ mm}}}$$

(na forma de estribos, dispostos em $\frac{1}{4}$ da altura útil da viga)

B.7.3.5. TENSÃO DE COMPRESSÃO NO CONCRETO

Para evitar-se ruptura das "bielas" por compressão, a tensão de compressão nestes elementos deve ser limitada. Isto pode ser conseguido, indiretamente, através da limitação da tensão média de cisalhamento (τ_{wd}), onde:

$$\tau_{wd} = \frac{\gamma_n \cdot V_d}{b \cdot d} \leq \tau_{wu}$$

Burke [7] recomenda para este caso:

$$\tau_{wu} = 0,4 f_{cd} \left(2,5 - 1,5 \frac{a}{d} \right) \left(1,0 - 0,6 \frac{H_d}{V_d} \right)$$

Substituindo-se os valores anteriores, obteve-se:

$$\tau_{wd} = 1,832 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{para o consolo da vierendel}$$

$$\tau_{wd} = 1,420 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{para o dente Gerber}$$

$$\tau_{wu} = 12,263 \text{ MPa} \quad \gg \quad \tau_{wd} \quad (\text{O.K. !})$$

B.7.4. PLACA DE NEOPRENE

B.7.4.1. ÁREA DA PLACA

Com a_0 , a_1 , a_2 , c e ϕ definidos na figura B.31, pela NBR 9062 [4], deve-se ter:

$$\begin{cases} a_1 \geq c \\ a_2 \geq c + \phi \end{cases}$$

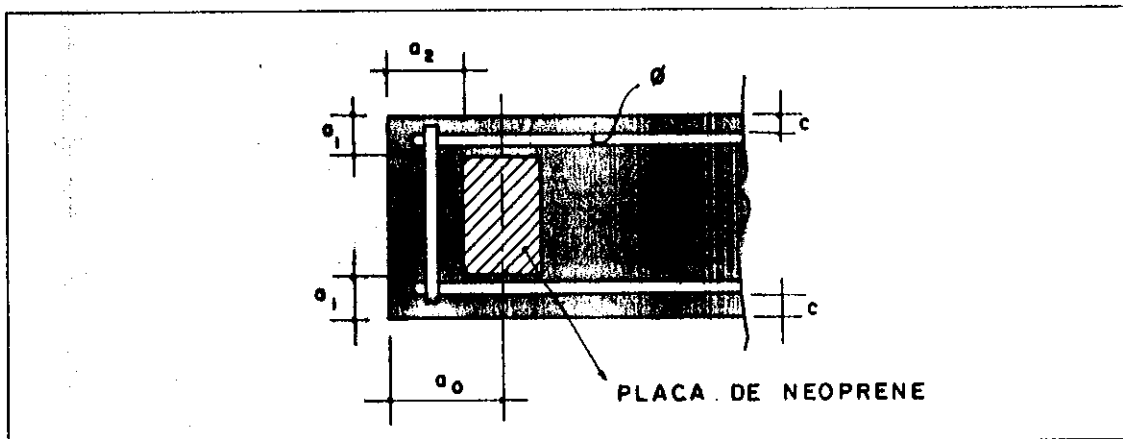


FIGURA B.31
DISPOSIÇÃO DO APARELHO DE APOIO

Com:

$$\begin{cases} .c = 2,0 \text{ cm} \\ .\phi = 0,8 \text{ cm} \\ .a_o = 7,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Sugeriu-se a placa ilustrada na figura B. 32:

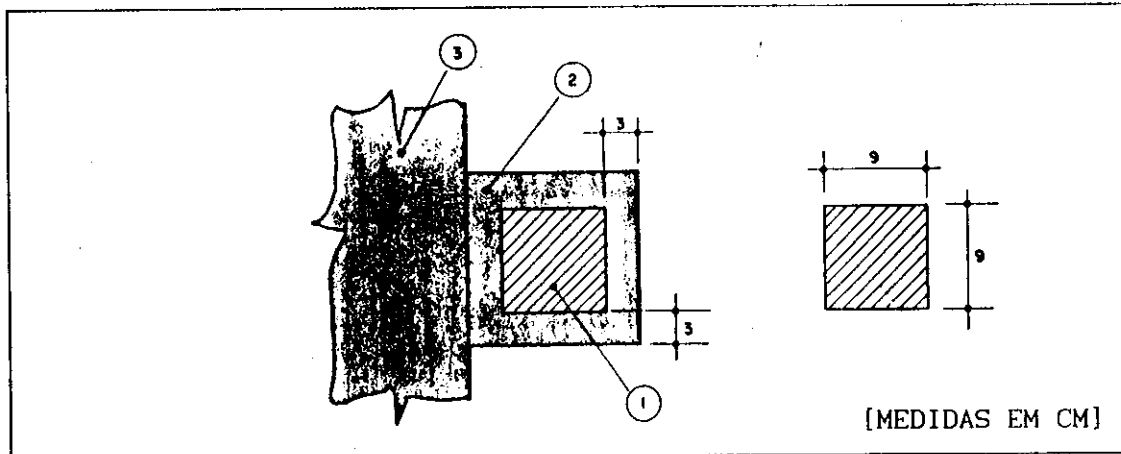


FIGURA B. 32

DIMENSÕES DA PLACA DE NEOPRENE DA LIGAÇÃO VIERENDEL / VIGA DO SHED

1. Placa , 2.Consolo da Vierendel, 3.Banzo Inferior da Vierendel

B.7.4.2. PRESSÃO DE CONTATO

Segundo a NBR 9062 [4], " ... o limite para a pressão de contato das almofadas simples é de 7 MPa". Daí:

$$S_{\min} = \frac{V_d}{70} \quad (\text{Área mínima da Placa})$$

$$\text{Com } V_d = 35,49 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad S_{\min} = 50,7 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{existente}} = 81,0 \text{ cm}^2 \geq S_{\min} \quad (\text{O.K. !})$$

B.7.4.3. "PINO" DE LIGAÇÃO

A ligação vierendel/viga do shed é solicitada à tração. Uma armadura de ligação foi posicionada no consolo da vierendel durante a fabricação da mesma.

O citado "pino de ligação" é solicitado por esforços de tração e cisalhamento, entretanto, seu dimensionamento foi baseado no impedimento da ruptura do concreto nas vizinhanças do pino.

Baseando-se nas indicações de B.H. Rasmussem, contidas em Leonhardt [14], tem-se:

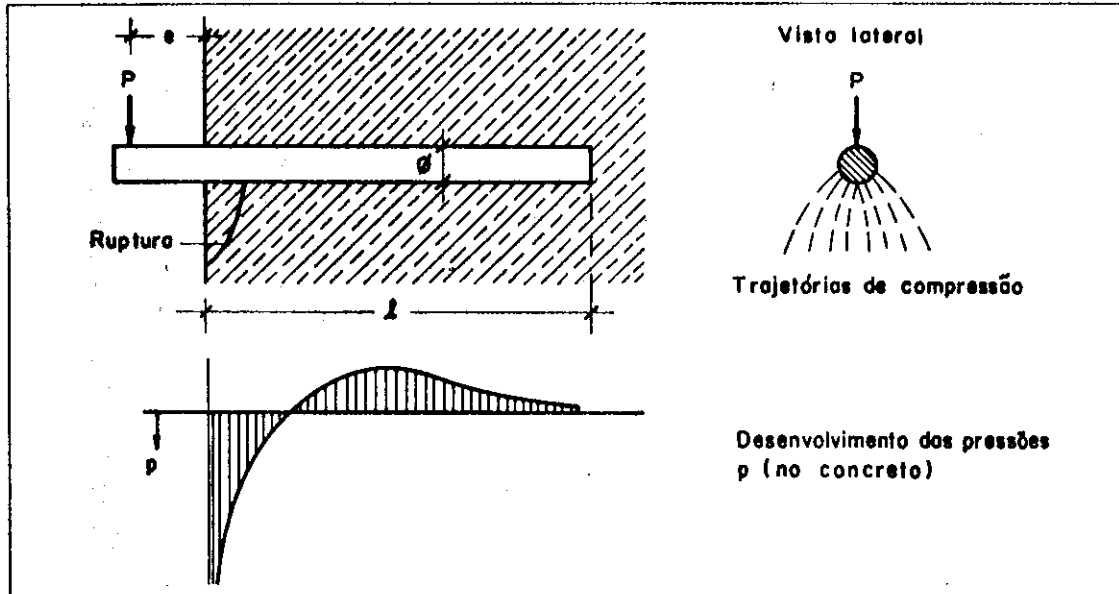


FIGURA B.33 [14]

COMPORTAMENTO DE PINOS SUBMETIDOS A ESFORÇOS DE
CISALHAMENTO, INSERIDOS EM ELEMENTOS DE CONCRETO

Onde:

$$P_u = 1,3 \phi^2 \sqrt{\beta_p \cdot \beta_s}$$

. P_u = carregamento último no pino.

. ϕ = diâmetro do pino.

. β_p = resistência prismática à compressão do concreto.

. β_s = limite de escoamento do aço do pino.

Para o caso em questão, adotou-se:

$$\beta_s = f_{yk}$$

$$\beta_p = \frac{f_{ck}}{1,05}$$

$$P_{ad} = \frac{P_u}{\nu} \quad (\text{carregamento, em serviço, no pino})$$

$$\nu = 5$$

Substituindo na equação anterior os valores acima, juntamente com os seguintes:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa (Aço CA 50)}$$

$$P_{ad} = H_{d, \text{máx}} = 5,20 \text{ KN (proveniente da ação de vento B)}$$

Obteve-se, finalmente:

$$\phi = 1,3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \phi \text{ de } 12,5 \text{ mm}$$

Esta armadura foi provida de "roscas" em sua extremidade, onde posteriormente será rosqueada uma porca, de forma a absorver-se os esforços de tração na ligação.

B.8. DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO PILAR / VIERENDEL

Na ligação vierendel/pilar, ilustrada na *figura B.34*, foi dimensionado o consolo da vierendel, o pino de ligação, a placa de neoprene da ligação e a armadura de reforço no topo do pilar..

B.8.1 DIMENSIONAMENTO DO CONSOLO DA VIERENDEL

B.8.1.1. ESFORÇOS [KN]

ESFORÇO	PERMAN	SUCÇÃO	SOBREP	PERM + SUCC	PERM + SOBR
P	-0,0	5,91	2,01	8,22	2,76
V ₂₂	-87,21	19,50	-10,30	-51,19	-136,25
V ₃₃	1,53	1,00	0,53	3,55	2,69

TABELA B.21

ESFORÇOS NO CONSOLO DA VIERENDEL, NA LIGAÇÃO PILAR/VIERENDEL.

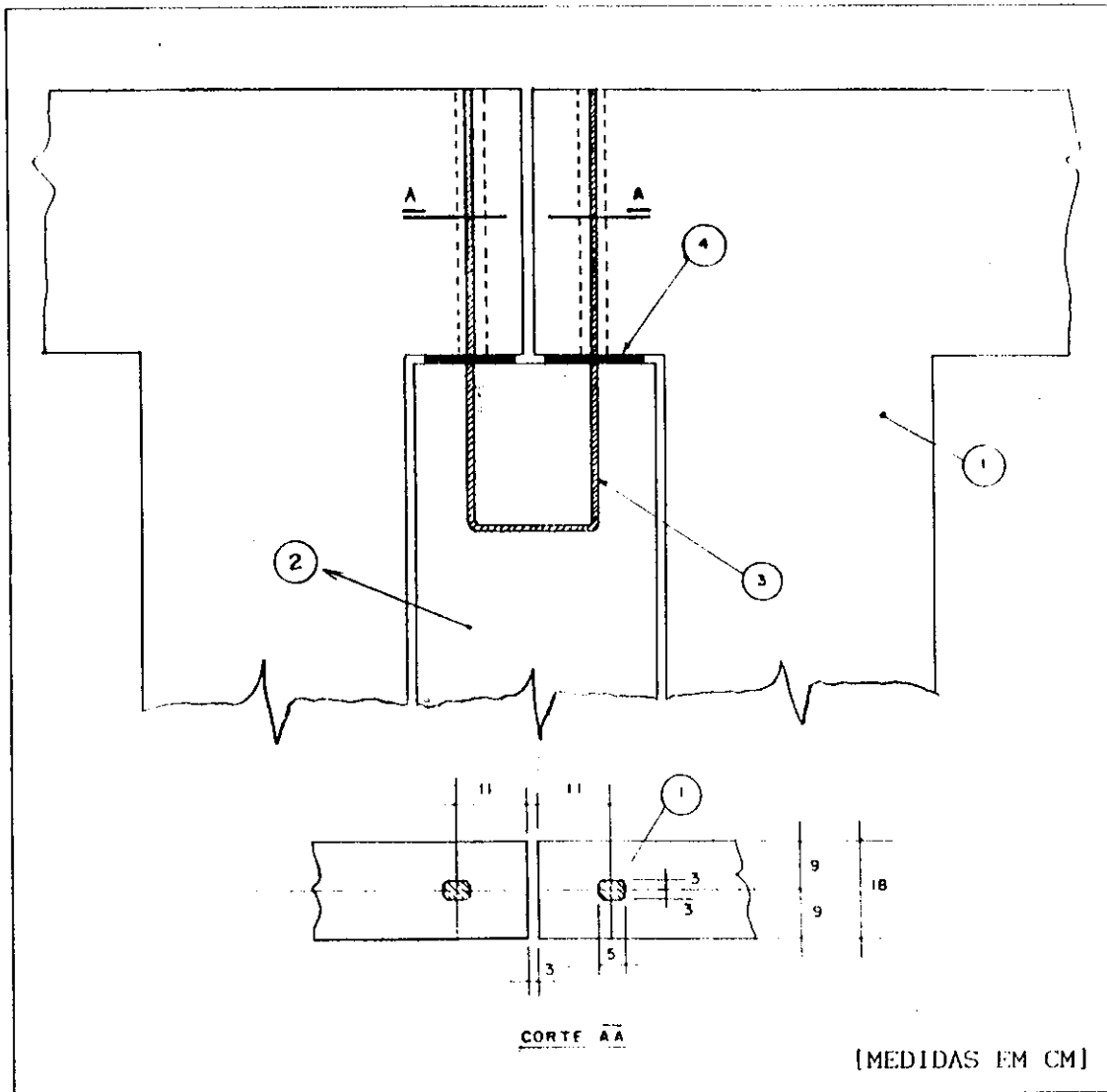


FIGURA B.34
DETALHE DE LIGAÇÃO PILAR / VIERENDEL

1. Vierendel, 2. Pilar, 3. Pino, 4. Placa de Neoprene

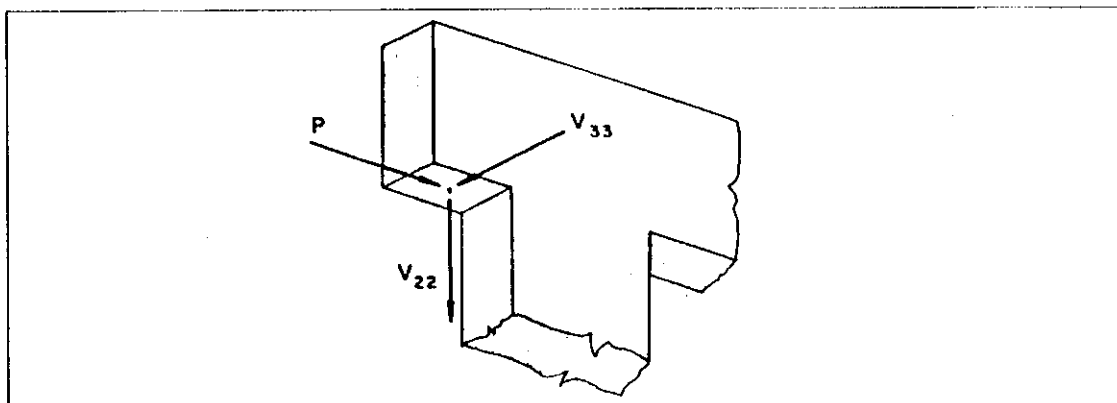


FIGURA B.35
ESFORÇOS NO CONSOLO DA VIERENDEL.

B.8.1.2. ARMADURA DO TIRANTE ($A_{s, \text{tirante}}$)

Definindo-se:

$a = 11,0 \text{ cm}$: distância do ponto de aplicação do esforço vertical (P) no consolo, até a seção de engastamento do mesmo.

$d = 46,5 \text{ cm}$: distância da borda comprimida do consolo até o C.G. da armadura tracionada, na seção de engastamento do mesmo.

$a_1 = 23 \text{ cm}$: distância da extremidade do consolo até a seção de engastamento do mesmo.

$b = 18 \text{ cm}$: largura do consolo na seção de engastamento

Resultando:

$$\frac{a}{d} = 0,24 \quad \Rightarrow \quad \text{consolo muito curto!}$$

$$A_{s, \text{tirante}} = \left[\frac{0,8 V_{22, d}}{\mu} + P_d \right] \frac{\gamma_n}{f_{yd}}$$

Com:

$$\mu = 1,4 \quad (\text{concreto lançado monoliticamente})$$

$$\gamma_n = 1,2 \quad (\text{elemento não fabricado em usina e ação permanente não preponderante})$$

$$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa} \quad (\text{Aço CA 50})$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$V_{22, d} = 136,52 \text{ kN}$$

$$P_d = 2,76 \text{ kN} \quad (\text{não será considerado, pois trata-se de esforço de compressão})$$

Obteve-se:

$$\underline{\underline{A_{s, \text{tirante}} = 1,98 \text{ cm}^2}}$$

Armadura mínima/máxima do Tirante:

Na seção de engastamento a taxa mecânica de cálculo ω , deve estar entre os limites 0,04 (armadura mínima) e 0,15 (armadura máxima) para consolos com $a/d \leq 2$, onde:

$$\omega = \frac{A_{s, \text{tirante}}}{b \cdot d} \left(\frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) \quad \rightarrow \quad \omega = 0,043 \quad (\text{O.K. !})$$

B.8.1.3. ARMADURA DE COSTURA $\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{cost.}}$ [cm²/m]

$$\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{cost.}} = \frac{0,4 \cdot \gamma_n \cdot V_{22,d}}{d \cdot f_{yd} \cdot \mu}$$

Com os valores anteriormente definidos, obteve-se:

$$\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{cost.}} = 1,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{cost, mínima}} = 0,15 b = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Deste modo:

$$\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{cost.}} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \rightarrow \quad \underline{\underline{\phi 5,0 \text{ mm c/ } 17 \text{ cm}}}$$

"na forma de grampos horizontais, localizados na região do consolo correspondente a $\frac{2}{3} d$, adjacentes ao tirante".

B.8.1.4. ESTRIBOS VERTICAIS $\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{estr.}}$ [cm²/m]

Segundo o item 7.3.3.15 da NBR 9062 [4] : "... nos consolos sujeitos a cargas diretas com $(a/d) \leq 1,0$, os estribos verticais, quando construtivamente necessários, são escolhidos pela taxas mínimas da NBR 6118".

Deste modo:

$$\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{estr.}} = 0,14 b = 2,52 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \rightarrow \quad \underline{\underline{\phi 5,0 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm}}}$$

B.8.1.5. TENSÃO DE COMPRESSÃO NO CONCRETO

Para evitar-se ruptura das "bielas" por compressão, a tensão de compressão nestes elementos deve ser limitada. Isto pode ser conseguido, indiretamente, através da limitação da tensão média de cisalhamento (τ_{wd}), onde:

$$\tau_{wd} = \frac{\gamma_n \cdot V_d}{b \cdot d} \leq \tau_{wu}$$

Burke [7] recomenda para este caso:

$$\tau_{wu} = 0,4 f_{cd} \left(2,5 - 1,5 \frac{a}{d} \right) \left(1,0 - 0,6 \frac{P_d}{V_{22,d}} \right)$$

Substituindo-se os valores anteriores, obteve-se:

$$\tau_{wd} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 15,5 \text{ MPa} \gg \tau_{wd} \quad (\text{O.K. !})$$

B.8.2. PLACA DE NEOPRENE

B.8.2.1. ÁREA DA PLACA

Com:

$$\begin{cases} .c = 2,0 \text{ cm} \\ .\phi = 1,25 \text{ cm} \\ .a_o = 7,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Respeitando-se os limites ilustrados na *figura B.31* e com os valores acima, sugeriu-se a placa ilustrada na *figura B.36*:

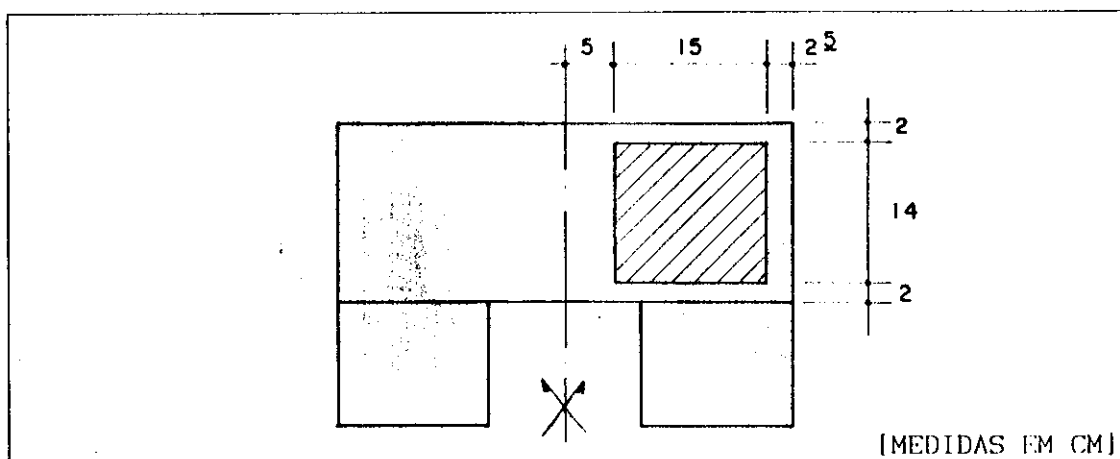


FIGURA B.36
DIMENSÕES DA PLACA DE NEOPRENE NA LIGAÇÃO PILAR / VIERENDEL

1. Placa, 2. Pilar

B.8.2.2. PRESSÃO DE CONTATO

Segundo a NBR 9062 [4], "... o limite para a pressão de contato das almofadas simples é de 7 MPa". Daí:

$$S_{\min} = \frac{V_{22,d}}{70} \quad (\text{Área mínima da Placa})$$

$$V_{22,d} = 136,52 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad S_{\min} = 195 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{existente}} = 210 \text{ cm}^2 \geq S_{\min} \quad (\text{O.K. !})$$

B.8.3. "PINO" DE LIGAÇÃO

O dimensionamento deste pino foi baseado no impedimento da ruptura do concreto nas vizinhanças do mesmo.

Baseando-se nas indicações de B.H. Rasmussen, contidas em Leonhardt [14] e ilustradas na figura B.33, tem-se:

$$\phi = \left[\frac{5 P_{ad}}{1,3 \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot f}{1,0}}} \right]^{\frac{1}{2}}$$

ϕ = diâmetro do pino.

f_{ck} = 25 MPa

f_{yk} = 500 MPa (Aço CA 50)

$P_{ad} = P_{d,\text{máx}} = 5,91 \text{ kN}$ (devido a ação do vento A)

Finalmente, obteve-se:

$$\phi = 1,44 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{\phi \text{ de } 16,0 \text{ mm}}}$$

B.8.4. ARMADURA DE REFORÇO NO TOPO DO PILAR ($A_{s,\text{pil}}$)

A armadura transversal (estribos) no topo do pilar foi verificada quanto a esforços internos provenientes do efeito de bloco par-

cialmente carregado. A armadura necessária, segundo a NBR 9062 [4], a estas solicitações é dada por:

$$A_{s,pil} = \frac{\gamma_n \cdot H_d}{f_{yd}}$$

Onde:

$$\gamma_n = 1,2$$

$$H_d = 0,2 V_{22,d} = 27,31 \text{ KN}$$

$$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa (Aço CA 50)}$$

Obtendo-se:

$$\underline{\underline{A_{s,pilar} = 0,75 \text{ cm}^2}}$$

A armadura de reforço no topo do pilar, deve ser distribuída em uma altura, a contar do topo do pilar, menor ou igual a menor dimensão da seção do pilar, com 2/3 desta armadura disposta no terço superior desta altura.

B.9. VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS QUANTO ÀS SOLICITAÇÕES DE ELEVAÇÃO

Feitas as propostas de elevação para os elementos pré-moldados no capítulo 3 (elevação de armazenagem e elevação de montagem) procedeu-se, então, a verificação dos mesmos quanto às solicitações de elevação.

Supondo-se uma desforma aos sete dias de idade, adotou-se, na verificação dos elementos quanto às solicitações de elevação para armazenagem, uma resistência do concreto, segundo o CEB [10], equivalente a:

$$f_{c,7} = 0,65 f_{ck}$$

Existindo-se semelhanças entre as propostas de elevação para armazenagem e montagem, o elemento foi verificado somente quanto às solicitações de elevação para armazenagem, pois a resistência do concre-

to corresponde a 65% da resistência durante a outra elevação.

B.9.1. VIGA DO SHED

B.9.1.1. SOLICITAÇÕES DURANTE ELEVAÇÃO PARA ARMAZENAGEM

Observando-se a proposta de elevação da viga do shed, ilustrada na figura 3.36, tem-se:

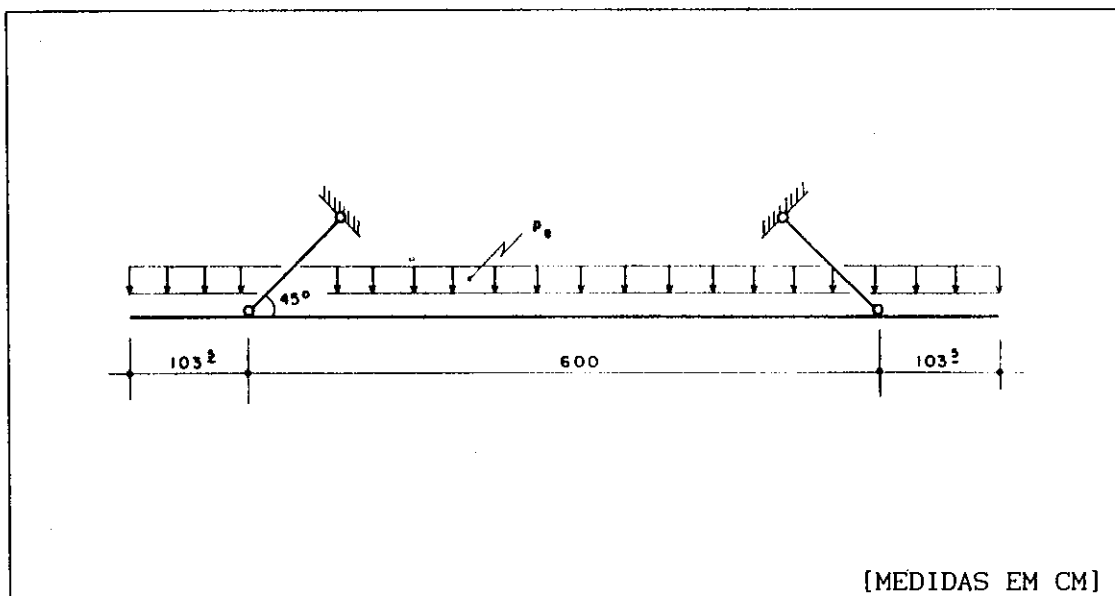


FIGURA B.37

SOLICITAÇÕES NA VIGA DO SHED DURANTE A ELEVAÇÃO DE ARMAZENAGEM

Onde :

- .p = carga estática permanente (peso próprio)
- .p_e = carga estática equivalente ($\beta_a \cdot p$)
- . β_a = coeficiente de ação dinâmica

Para o caso em questão, tem-se:

$$.p = 1,313 \text{ kN/m (peso próprio da viga do shed)}$$

$$.\beta_a = 1,3$$

$$p_e = \beta_a \cdot p \quad \Rightarrow \quad \underline{p_e = 1,71 \text{ kN/m}}$$

B.9.1.2. ESFORÇOS DE ELEVAÇÃO

Submetida às solicitações de elevação, a viga do shed apresentou os esforços ilustrados na figura B.38.

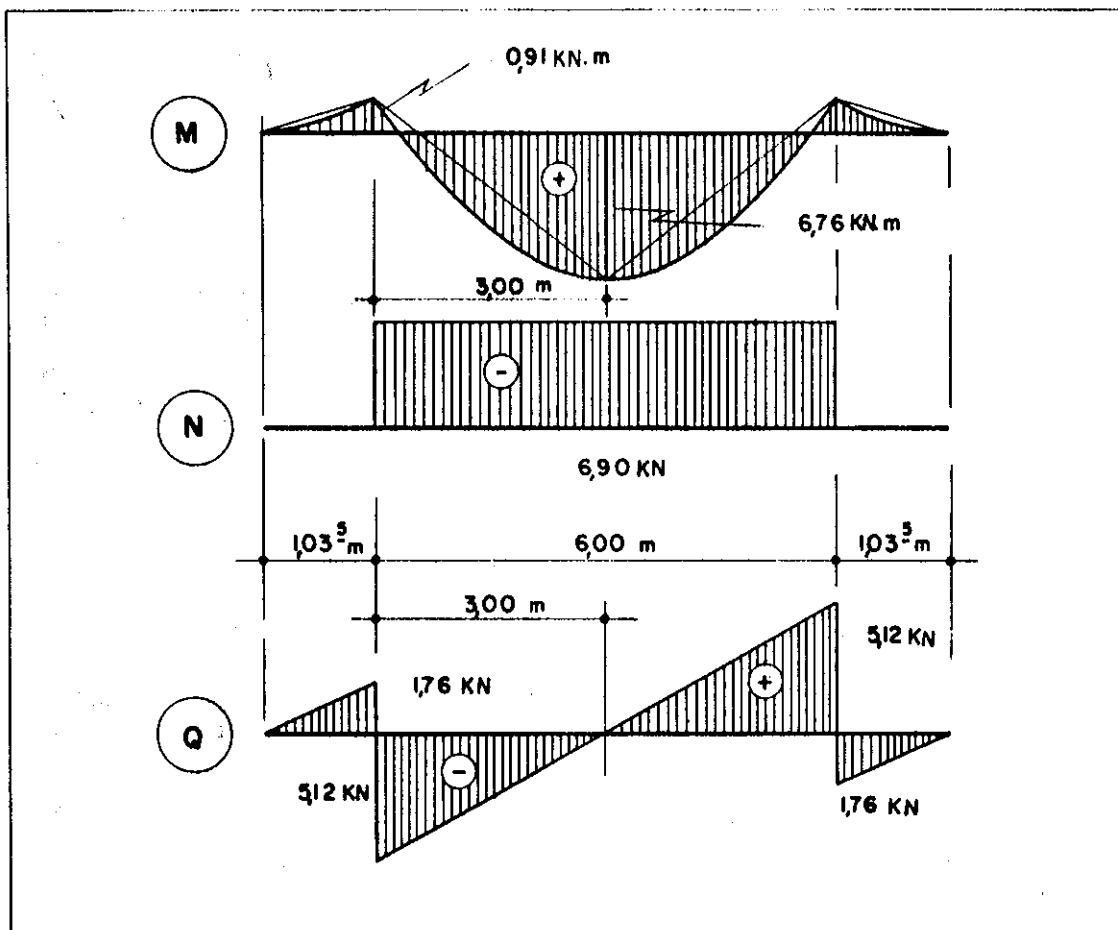


FIGURA B.38
 ESFORÇOS DE ELEVAÇÃO DURANTE A ARMAZENAGEM DA VIGA DO SHED

B.9.1.3. VERIFICAÇÃO

A. FLEXÃO

A combinação de esforços mais desfavorável ocorrerá no meio do vão, logo:

$$N_d = \gamma_f \cdot M = 9,46 \text{ kN.m} \quad (\gamma_f = 1,4)$$

$$N_d = \gamma_f \cdot N = 9,46 \text{ kN} \quad (\gamma_f = 1,4)$$

Utilizando-se os ábacos de Venturini [23], o dimensionamento à flexo-compressão resultou em:

$$A_{s, \text{elevação}} = 1,4 \text{ cm}^2 \quad (\text{com } f_{ck} = 0,65 \times 25 \text{ MPa})$$

$$A_{s, existente} = 10,56 \text{ cm}^2 \text{ (O.K !!)}$$

B. CISALHAMENTO

Como o esforço cortante, de cálculo, na elevação (7,17 KN) se apresentou muito menor que o esforço cortante, de cálculo (41,5 KN) utilizado no dimensionamento da viga do shed ao cisalhamento, julgou-se desnecessária esta verificação.

B.9.2. VIERENDEL

A vierendel foi verificada quanto às solicitações que ocorrem durante a colocação vertical e durante o transporte até o local de armazenagem (similares às solicitações de elevação durante a montagem).

B.9.2.1. SOLICITAÇÕES DURANTE A COLOCAÇÃO VERTICAL

De acordo com a *figura 3.30*, e $p_{i,e}$ definidos na *figura B.39*, obteve-se:

$$\begin{aligned} p_{1,e} &= \beta_a \cdot p_1 = 1,3 \times 2,25 = 2,925 \text{ KN/m} \\ p_{2,e} &= \beta_a \cdot p_2 = 1,3 \times 1,80 = 2,340 \text{ KN/m} \\ p_{3,e} &= \beta_a \cdot p_3 = 1,3 \times 1,30 = 1,755 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

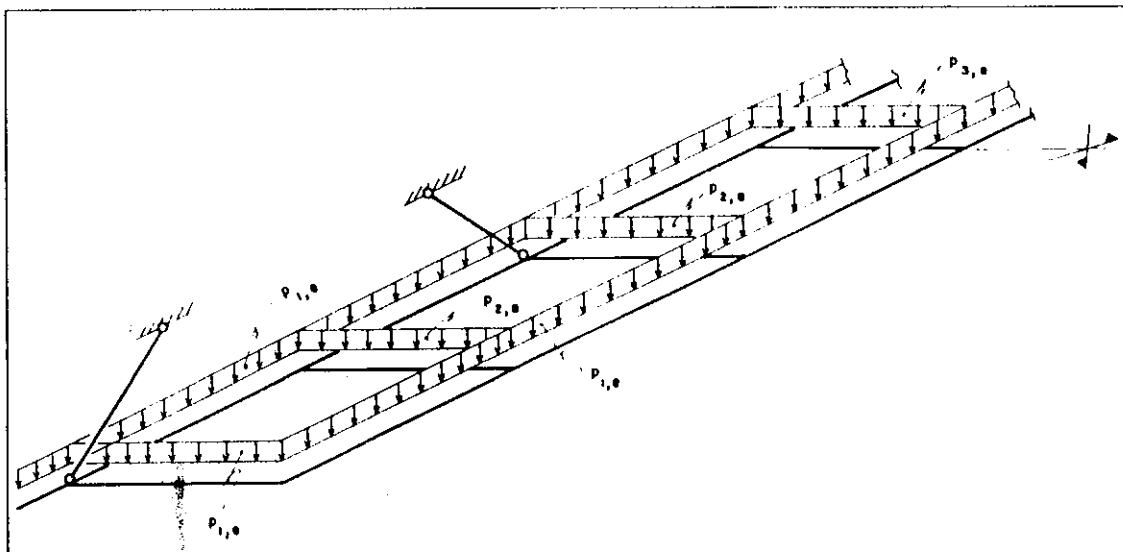


FIGURA B.39
SOLICITAÇÕES NA VIERENDEL DURANTE COLOCAÇÃO VERTICAL

B.9.2.2. Verificação - Colocação Vertical

GRUPO	$M_{22,d}$ [kN.m]	P_d [kN]	$A_{sl,el}$ [cm ²]	$V_{33,d}$ [kN]	$A_{st,el}$ [cm ² /m]	VERIFICAÇÃO
A	9,5	2,1	$A_{s,min}$	11,2	$A_{sw,min}$	O.K
B	9,5	2,1	$A_{s,min}$	11,3	$A_{sw,min}$	O.K
C	8,9	-	$A_{s,min}$	10,8	$A_{sw,min}$	O.K
G	2,0	-	$A_{s,min}$	5,1	$A_{sw,min}$	O.K
H	1,8	-	$A_{s,min}$	3,4	$A_{sw,min}$	O.K
I	1,6	-	$A_{s,min}$	4,1	$A_{sw,min}$	O.K
J	1,2	-	$A_{s,min}$	2,5	$A_{sw,min}$	O.K

TABELA B.22

VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS NA VIERENDEL DURANTE COLOCAÇÃO VERTICAL.

B.9.2.3. SOLICITAÇÕES DURANTE A ELEVAÇÃO PARA ARMAZENAGEM

De acordo com a *figura 3.29*, e p_e e P_i definidos na *figura B.40*, obteve-se:

$$\begin{aligned}
 P_{1,e} &= \beta_a \cdot P_1 = 1,3 \times 2,25 = 2,925 \text{ kN} \\
 P_{2,e} &= \beta_a \cdot P_2 = 1,3 \times 1,80 = 2,340 \text{ kN} \\
 P_{3,e} &= \beta_a \cdot P_3 = 1,3 \times 1,30 = 1,755 \text{ kN} \\
 p_e &= \beta_a \cdot p = 1,3 \times 2,25 = 2,925 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

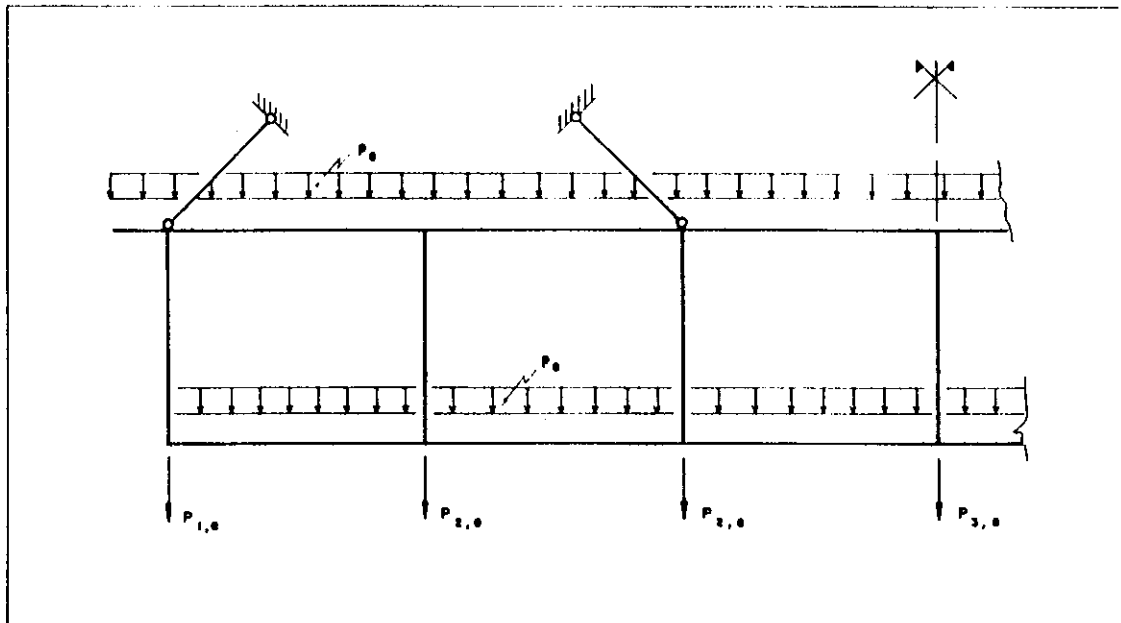


FIGURA B.40

SOLICITAÇÕES NA VIERENDEL DURANTE ELEVAÇÃO PARA ARMAZENAGEM

B.9.2.4. VERIFICAÇÃO - ELEVAÇÃO DE TRANSPORTE PARA ARMAZENAGEM

GRUPO	$M_{22,d}$ [kN.m]	P_d [kN]	$A_{s1,el}$ [cm ²]	$V_{22,d}$ [kN]	$A_{st,el}$ [cm ² /m]	VERIFICAÇÃO
A	10,9	4,6	$A_{s,min}$	8,9	$A_{sw,min}$	O.K
B	11,1	4,6	$A_{s,min}$	9,1	$A_{sw,min}$	O.K
C	9,3	-	$A_{s,min}$	8,0	$A_{sw,min}$	O.K
D	5,5	3,7	$A_{s,min}$	6,6	$A_{sw,min}$	O.K
E	9,1	3,3	$A_{s,min}$	7,9	$A_{sw,min}$	O.K
F	8,7	2,9	$A_{s,min}$	7,5	$A_{sw,min}$	O.K
G	5,5	17,4	$A_{s,min}$	2,7	$A_{sw,min}$	O.K
H	0,5	5,8	$A_{s,min}$	0,3	$A_{sw,min}$	O.K
I	0,4	2,8	$A_{s,min}$	0,2	$A_{sw,min}$	O.K
J	-	3,1	$A_{s,min}$	-	$A_{sw,min}$	O.K

TABELA B.23

VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS NA VIERENDEL DURANTE ELEVAÇÃO PARA ARMAZENAGEM

B.9.3. PILAR

O pilar foi verificado quanto às solicitações que ocorrem durante a elevação de transporte para armazenagem e às solicitações ocorrentes durante a elevação para montagem.

B.9.3.1. SOLICITAÇÕES DURANTE A ELEVAÇÃO PARA ARMAZENAGEM

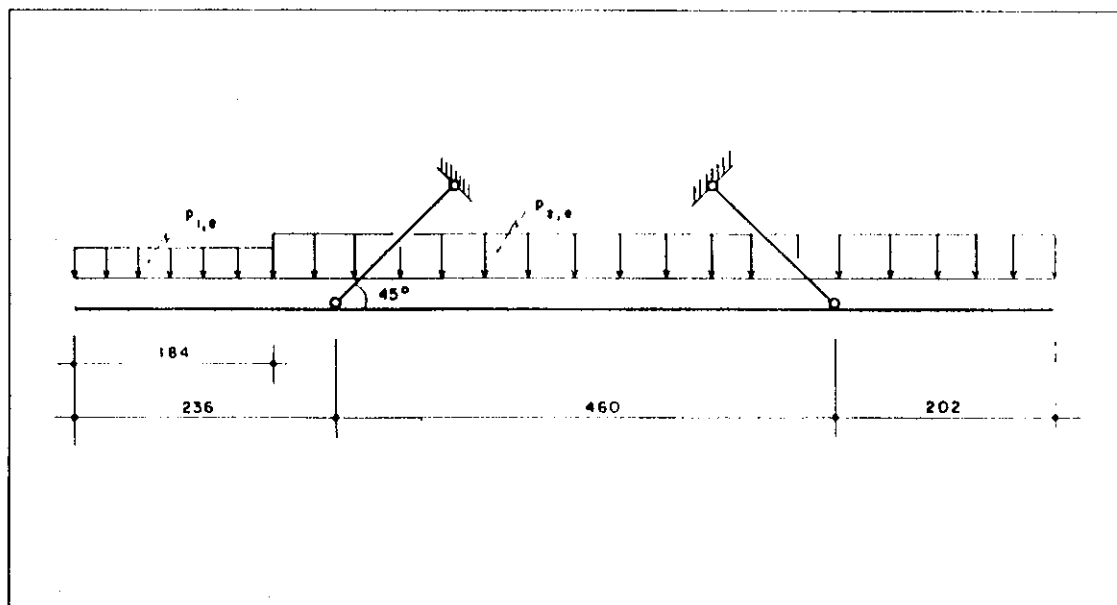


FIGURA B.41

SOLICITAÇÕES NO PILAR DURANTE A ELEVAÇÃO DE ARMAZENAGEM

Observando-se a proposta de elevação do pilar para armazenagem ilustrada na *figura 3.34*, de acordo com a *figura B.41*, tem-se:

$$p_{1,e} = \beta_a \cdot p_1 = 1,3 \times 2,225 = 2,633 \text{ KN/m}$$

$$p_{2,e} = \beta_a \cdot p_2 = 1,3 \times 2,888 = 3,754 \text{ KN/m}$$

B.9.3.2. ESFORÇOS DE ELEVAÇÃO DURANTE ELEVAÇÃO PARA ARMAZENAGEM

Submetido às solicitações de elevação para armazenagem, o pilar apresenta os esforços ilustrados na *figura B.42*.

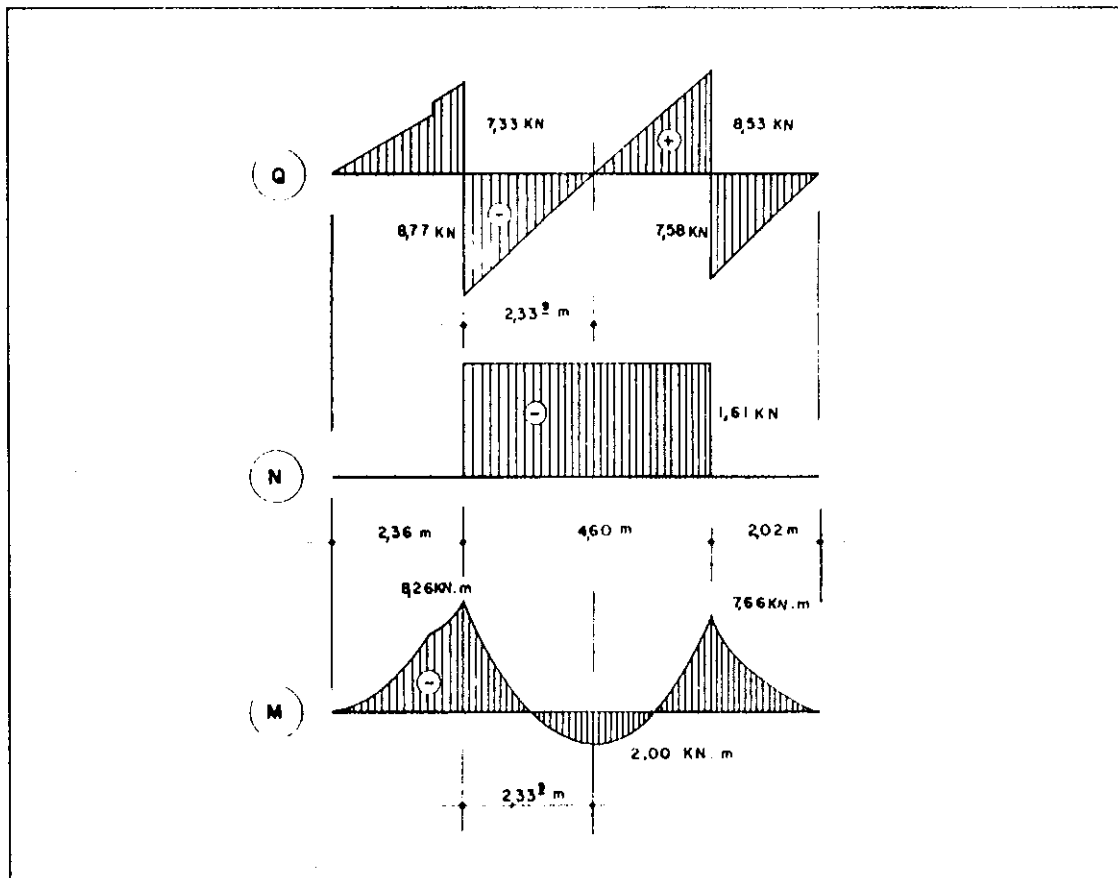


FIGURA B.42

ESFORÇOS DE ELEVAÇÃO DURANTE A ARMAZENAGEM DO PILAR

B.9.3.3. VERIFICAÇÃO - ELEVAÇÃO PARA ARMAZENAGEM

A. PILAR SUPERIOR

$$\text{Esforços} \begin{cases} \cdot M_d = 1,4 \times 8,3 = 11,6 \text{ KN.m} & (\text{momento fletor}) \\ \cdot N_d = 0,0 \text{ KN} & (\text{esforço normal}) \\ \cdot Q_d = 1,4 \times 7,3 = 10,3 \text{ KN} & (\text{esforço cortante}) \end{cases}$$

Dimensionando-se o pilar superior à flexão simples, com $f_{ck} = 0,65 \times 25$ MPa e com armadura simétrica em relação ao maior lado, encontra-se, com o emprego dos ábacos de Venturini [23] :

$$A_{s, \text{elevação}} = 4,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{existente}} = 10,7 \text{ cm}^2 \gg A_{s, \text{elevação}} \quad (\text{O.K !!})$$

Dimensionando-se o pilar superior ao cisalhamento, com $f_{ck} = 0,65 \times 25$ MPa, tem-se:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} = \frac{10,30}{18 \times 41} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 0,25 f_{cd} = 0,25 \frac{0,65 \cdot 25}{1,4} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} \geq \tau_{wd} \quad (\text{O.K !})$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s, 2h}}{b_w \cdot h} = \frac{3,75 (3\phi 12,5)}{18 \times 45} = 0,00463$$

$$\varphi_1 = 0,225 + 0,15\rho_1 = 0,295$$

$$\tau_c = \varphi_1 \sqrt{f_{ck}} \left[1 + \frac{3\sigma_{cm, d}}{f_{ck}} \right]$$

$$\tau_c = 0,376 \text{ MPa (desprezando-se a contribuição de } \sigma_{cm} \text{)}$$

$$\rho_w = \frac{1,15\tau_{wd} - \tau_c}{f_{yd}} \leq 0 \quad \Rightarrow \quad \left[\frac{A_{sw}}{s} \right] = \left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\min}$$

$$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\min} = \text{já existente no pilar !! O.K !!}$$

B. PILAR INFERIOR

$$\text{Esforços} \begin{cases} \cdot M_d = 1,4 \times 8,3 = 11,6 \text{ KN.m} \\ \cdot N_d = 1,4 \times 16,1 = 22,6 \text{ KN} \\ \cdot Q_d = 1,4 \times 8,5 = 12,0 \text{ KN} \end{cases}$$

Observando-se os esforços de dimensionamento do pilar inferi-

or:

$$\text{Esforços} \begin{cases} M_d = 189,5 \text{ kN.m} & (M_{22,d}) \\ N_d = 294,2 \text{ kN} & (P_d) \\ Q_d = 16,9 \text{ kN} & (V_{33,d}) \end{cases}$$

Pode-se concluir que, mesmo considerando-se uma resistência menor para o concreto, a armadura longitudinal, anteriormente dimensionada para o pilar inferior, será mais do que suficiente na "resistência" às solicitações de elevação para armazenagem do pilar (M_d , N_d).

Dimensionando-se o pilar inferior ao cisalhamento, com $f_{ck} = 0,65 \times 25 \text{ MPa}$, obtém-se:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{1.200}{30 \times 26} = 0,154 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} \geq \tau_{wd} \quad (\text{O.K. !})$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s,2h}}{b_w \cdot h} = \frac{8,0}{30 \times 30} (4\phi 16,0) = 0,0089$$

$$\varphi_1 = 0,225 + 0,15\rho_1 = 0,359$$

$$\tau_c = \varphi_1 \sqrt{f_{ck}} \left[1 + \frac{3\sigma_{cm,d}}{f_{ck}} \right]$$

$$\tau_c = 0,457 \text{ MPa} \quad (\text{desprezando-se a contribuição de } \sigma_{cm})$$

$$\rho_w = \frac{1,15\tau_{wd} - \tau_c}{f_{yd}} \leq 0 \quad \Rightarrow \quad \left[\frac{A_{sw}}{s} \right] = \left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\text{mín}}$$

$$\left[\frac{A_{sw}}{s} \right]_{\text{mín}} = \text{já existente no pilar !! O.K !!}$$

B.10. DIMENSIONAMENTO DO CABO E DAS ALÇAS DE ELEVAÇÃO

Feitas as propostas de levantamento e obtidos os esforços de elevação, procedeu-se, então, o dimensionamento dos cabos de levantamento e das alças de elevação dos elementos pré-moldados do exemplo proposto.

B.10.1. CABOS DE LEVANTAMENTO

Nas respectivas propostas, para cada elemento foram indicados os cabos escolhidos no levantamento (cabos 6x25 FILLER AF), restando então a determinação do diâmetro dos mesmos.

Segundo Catálogo CIMAF [9], obtém-se:

ELEMENTO	ELEVAÇÃO	CABO	CARGA [kN]	DIÂMETRO [mm]
VIERENDEL	COL. VERT.	SUPER CABO C8	14,30	12,5
VIERENDEL	MONTAG/ARMAZ	SUPER CABO C8	28,50	16,0
PILAR	ARMAZENAGEM	SUPER CABO C5	17,30	12,5
PILAR	MONTAGEM	SUPER CABO C3	24,4	16,0
VIGA DO SHED	ARMAZENAGEM	SUPER CABO C5	7,5	8,0
VIGA DO SHED	MONTAGEM	SUPER CABO C8	9,4	10,0

TABELA B.24
DIMENSIONAMENTO DOS CABOS DE ELEVAÇÃO

B.10.2. ALÇAS DE SUSPENSÃO

Obtidos os respectivos esforços nas alças de levantamento, o dimensionamento das mesmas pode ser feito como sugerido na publicação do PCI [20], ou segundo indicação da NBR 9062 [4] no seu item 7.2.2.2.

B.10.2.1. Dimensionamento das Alças Segundo PCI

Considerou-se para dimensionamento alças "simples", executadas com aço de protensão com tensão limite de escoamento de 1.900 MPa.

Feitas as devidas considerações, obteve-se o dimensionamento das alças de levantamento indicadas na *tabela B.25*.

ELEMENTO	INCLINAÇÃO DA ALÇA [°]	CARGA [kN]	DIÂMETRO [mm]	ANCORAGEM [cm]
VIGA DO SHED	45°	7,50	10,0	30,0
PILAR	45°	12,40	10,0	30,0

TABELA B.25
DIMENSIONAMENTO DAS ALÇAS DE ELEVACÃO

No caso da viga do shed e da vierendel, o comprimento de ancoragem das alças é possível. No entanto, considerando-se que o comprimento de ancoragem da alça no pilar deve ficar em torno de 28 cm (30 cm é a altura do pilar), sugere-se o "entrelaçamento" da armação da alça com as armaduras longitudinais do pilar.

B.10.2.2. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 9062

O dimensionamento das alças de levantamento, segundo a NBR 9062 [4], é feito com base no funcionamento das alças à tração e verificação da punção e ancoragem por aderência (*figura B.43*).

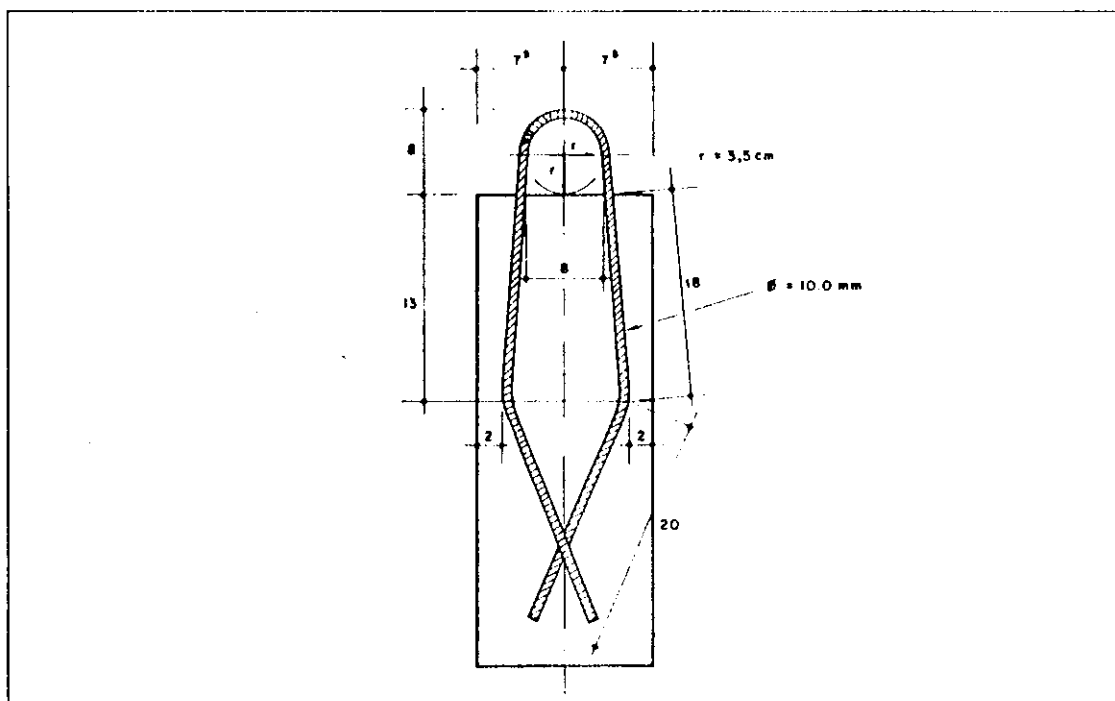


FIGURA B.43

CONFORMAÇÃO DA ALÇA EM ELEMENTO DE CONCRETO, SEGUNDO NBR 9062

Exemplificadamente, foi feito o dimensionamento das alças de elevação da viga do shed. Onde:

$$P_{alça} = 5,3 \text{ KN}$$

$$\text{Aço CA 25}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\beta_a \cdot \gamma_f = 4$$

$$P_{d,alça} = \beta_a \cdot \gamma_f \cdot P_{alça} = 21,2 \text{ KN}$$

DIÂMETRO DA ALÇA:

$$\phi_{alça} = \frac{P_d}{f_{yk}} = 0,848 \text{ cm} \quad > \quad \underline{\underline{\phi_{alça} = 10 \text{ mm}}}$$

VERIFICAÇÃO DA PUNÇÃO:

$$P_d \leq 8 c_d \left[\phi_{alça} + \frac{c_d}{2} \right] \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$$

Obtendo-se:

$$\underline{\underline{c_d \geq 5,9 \text{ cm}}}$$

VERIFICAÇÃO DA ANCORAGEM DA ALÇA NO ELEMENTO:

$$l_b = 45\phi \frac{A_{s,nec}}{A_{s,ex}}$$

Onde:

l_b = comprimento necessário de ancoragem por aderência das barras tracionadas para aço CA 25 e $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$A_{s,nec}$ = armadura efetivamente necessária para a alça.

$A_{s,ex}$ = armadura existente (adotada) para a alça de levantamento.

Com:

$$A_{s,nec} = 0,565 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,ex} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 1,0 \text{ cm}$$

Obteve-se:

$$\underline{l_b = 32 \text{ cm}}$$

O dimensionamento das "alças" dos outros elementos é similar ao dimensionamento das alças de elevação da viga do shed.